

## **PELIGROSIDAD SÍSMICA DE QUITO Y EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD CON *CEINCI-LAB***

**Roberto Aguiar**

Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción  
Universidad de Fuerzas Armadas ESPE  
Av. Gral. Rumiñahui s/n, Valle de los Chillos.  
Correo Electrónico: [raguiar@espe.edu.ec](mailto:raguiar@espe.edu.ec)

**E. David Mora**

Post Grado en Estructuras  
Escuela Politécnica Nacional

**Enrique Morales**

Candidato a Doctor  
Universidad de Buffalo

### **RESUMEN**

Una buena parte del Centro Norte de Quito se halla sobre el segmento de falla Ilumbisí-La Bota, ILB, donde se espera un sismo de magnitud 6.2, con un período de recurrencia que está alrededor de los 600 años, con foco superficial, lo que da una gran peligrosidad sísmica. Por este motivo, se realizó un estudio donde se definieron cuatro microzonas y para cada una de ellas se determinó espectros de respuesta cuyas ordenadas espectrales para la zona de períodos cortos son más altas que las que se obtienen con el espectro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11 o con el espectro hallado con los factores de sitio de ERN-12.

Pero es solo más alto en la zona de períodos cortos y más bajo en la zona de períodos intermedios y largos de tal manera que al analizar una estructura con el espectro asociado a la falla ILB (sismo cortical) se está sub dimensionando la peligrosidad sísmica para estructuras de mediana y gran altura. Esto se lo ilustra con el análisis sísmico de una estructura de acero de 6 pisos, aplicando el Método del Espectro de Capacidad.

Por otra parte, se presenta con bastante detalle el marco teórico del Método del Espectro de Capacidad y se describe el uso del sistema de computación ***CEINCI-LAB*** para encontrar: la curva de capacidad sísmica resistente aplicando análisis estático no lineal; el espectro de capacidad; el punto de desempeño y los desplazamientos y fuerzas laterales en cada uno de los pisos.

### **ABSTRACT**

Much of North Central Quito is on the fault segment Ilumbisí-La Bota, ILB, where an earthquake of magnitude 6.2 is expected recurrently, approximately every 600 years, with shallow focus, which thus produces a great seismic hazard. Therefore, a study was carried out in which four microzones were defined and for each of them the spectral ordinates of the response spectra was determined. For

Recibido: Diciembre de 2014  
Aceptado: Febrero de 2014

the area of short periods they are much higher than those obtained with the spectrum of Standard Ecuadorian Construction, NEC-11 or the spectrum found with site factors ERN-12.

But it is only higher in the area of short periods and lower in the area of intermediate and long periods so that when analyzing a structure with the spectrum associated with fault ILB (cortical earthquake) there is a seismic danger for medium to high structures. This is illustrated with the seismic analysis of a six storey steel structure, applying the Capacity Spectrum Method.

On the other hand, the theoretical framework of the Capacity Spectrum Method is presented in very much detail and describes the use of the computer system CEINCI-LAB to find: The seismic resistant capacity curve using nonlinear static analysis; spectrum capacity; the point of performance and lateral displacements and forces on each of the storeys.

## 1 INTRODUCCIÓN

En la fotografía de la figura 1, se aprecia parte del Centro Norte, en primer plano y al fondo el Sur de Quito, al lado derecho se aprecia la Cordillera Occidental y en la parte izquierda a todo lo largo se ven las lomas de Puengasí al Sur y las lomas de Ilumbisi-La Bota, ILB.



**Figura 1** Panorámica de Quito y dos segmentos de las fallas ciegas de Quito: el segmento de Puengasí al Sur y el Ilumbisi-La Bota en el Centro Norte.  
Fotografía: Trujillo (2014).

Estas lomas constituyen dos de los segmentos de las fallas ciegas inversas de Quito que se están levantando entre 3 y 4 mm., por año debido a las fuerzas de compresión que se dan en la corteza terrestre, fruto del movimiento tectónico de la placa de Nazca y la placa Americana.

El segmento de falla ILB tiene un ángulo de buzamiento que está alrededor de los  $55^\circ$  hacia el oeste, y el plano de falla tiene un ancho que varía entre 10 y 12 km. (Alvarado *et al.* 2014). La máxima magnitud que se espera en este segmento de falla es  $M_w = 6.2$  la misma que fue obtenida aplicando las ecuaciones de Leonard (2010) para una longitud de ruptura de 15 km., igual magnitud se encuentra al considerar un área de ruptura de  $176 \text{ km}^2$ . Alvarado *et al.* (2014).

Se define el período de recurrencia como el tiempo que transcurre entre la ocurrencia de dos eventos de las mismas características. Existen varios modelos para hallar este período uno de ellos es el denominado *Terremoto Característico* propuesto por Wesnousky, (1986). Con este modelo se encontró que el período de recurrencia para un sismo de magnitud 6.2, asociado al segmento ILB es de 138 años. Alvarado *et al.* (2014).

El modelo de *Terremoto Característico* considera una periodicidad perfecta, para el caso de ILB se tendría que durante 138 se va acumulando la energía producto de la tasa de movimiento de la falla y luego se genera el sismo de magnitud máxima 6.2. Pero en el intervalo del período de recurrencia se producen sismos de menor magnitud y existe una liberación de energía la cual no es reconocida en el modelo de Wesnousky (1986).

Un modelo que si considera la ocurrencia de sismos de menor magnitud, para hallar el período de recurrencia, es el propuesto por Gutenberg y Richter (G & R) pero considerando un doble truncamiento de la magnitud desde un valor mínimo  $M_{min}$  hasta un valor máximo  $M_{max}$  (Cosentino *et al.* 1977). Con este modelo se tiene:

$$f(m) = -\frac{1}{N_{M_{min}}} \frac{dN(m)}{dm} = \beta e^{-\beta(m-M_{min})} \quad (1)$$

Donde  $f(m)$  es la función de densidad de la magnitud;  $N_{M_{min}}$  es la tasa acumulada de sismos de magnitud mayor o igual a  $M_{min}$ ;  $\beta$  es el parámetro de la formulación clásica del modelo de G & R. En Rivas *et al.* (2014) está muy bien detallado el cálculo del período de recurrencia de cada uno de los segmentos de las fallas ciegas de Quito, aplicando el modelo de G & R modificado; los resultados se presentan en la Tabla 1, para diferentes rangos de magnitud y para los segmentos de falla de Puengasí; Ilumbisí-La Bota ILB; Carcelén el Inca, CEI; Bellavista-Catequilla, BC y Tangahuilla.

**Tabla 1.** Período de Recurrencia, hallados con modelo de Gutenberg y Richter Modificado. (Rivas *et al.* 2014)

Rango de magnitudes	Periodo de recurrencia (años)				
	PUESGASÍ	ILB	CEI	BC	Tangahuilla
[5,0 - 5,5)	20 - 35	18 - 30	27 - 39	18 - 31	23 - 34
[5,5 - 6,0)	62 - 87	56 - 75	85 - 130	58 - 78	65 - 97
[6,0 <	164 - 262	179 - 279		169 - 279	579 - 1016
<b>Mmax</b>	1224 - 2190 ( $M_w 6,4$ )	610 - 981 ( $M_w 6,2$ )	549 - 952 ( $M_w 5,9$ )	908 - 1630 ( $M_w 6,3$ )	579 - 1016 ( $M_w 6,0$ )

Para el segmento ILB, el período de recurrencia de sismos de magnitud entre 5 y 5.5 está entre 18 y 30 años; para sismos entre 5.5 y 6 está entre 56 y 75 años; para sismos de magnitud mayor a 6 el período de recurrencia está entre 179 y 279 años. Finalmente para el sismo de magnitud máxima esperada de 6.2, el período de recurrencia está entre 610 y 981 años.

Si se considera que en los últimos cuatro siglos no ha habido en Quito un sismo de magnitud 6 o más asociado a los segmentos de fallas ciegas y considerando que están en movimiento continuo, quiere decir que hay una cantidad de energía acumulada muy significativa que puede liberarse en cualquier momento ya que se encuentra dentro de los períodos de recurrencia esperados (Ver tabla 1). Se destaca que el modelo de *G & R* modificado es conservador con respecto al modelo de *Terremoto Característico*. De ahí nace la necesidad de conocer las formas espectrales de los sismos que se producirían en cada uno de los segmentos; para el Centro Norte de Quito, el segmento de falla más próximo es el de ILB.

## 2 ESPECTROS PARA EL CENTRO NORTE DE QUITO

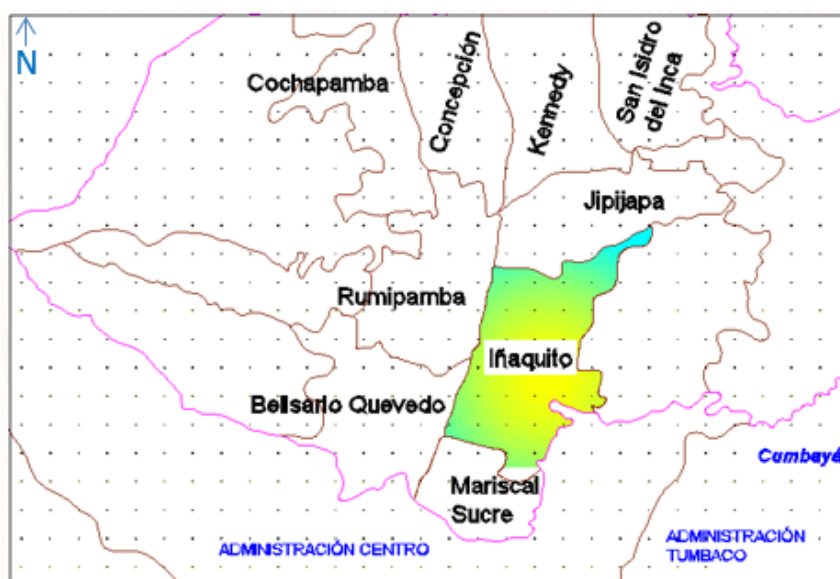
En la figura 2 se presentan las parroquias del Centro Norte de Quito, destacando que la parte superior de las Lomas de Ilumbisi-La Bota se encuentran al lado derecho de la: Mariscal Sucre, Iñaquito y Jipijapa; estas y las restantes que se hallan a la izquierda se encuentran en el bloque levantando (Hanging Wall), en cambio el sector de Cumbaya y los valles se encuentran en el bloque deprimido (Foot Wall).

En la figura 2 se presenta la malla de puntos en los cuales se halló el espectro que se generaría debido a un sismo de magnitud 6.2, con hipocentro ubicado en el centro de gravedad del plano de falla ILB. Los espectros fueron obtenidos utilizando los modelos de movimientos fuertes desarrollados por Campbell y Borzognia (2013); Abrahamson, Silva y Kamai (2013); y el modelo de Zhao *et al.* (2006).

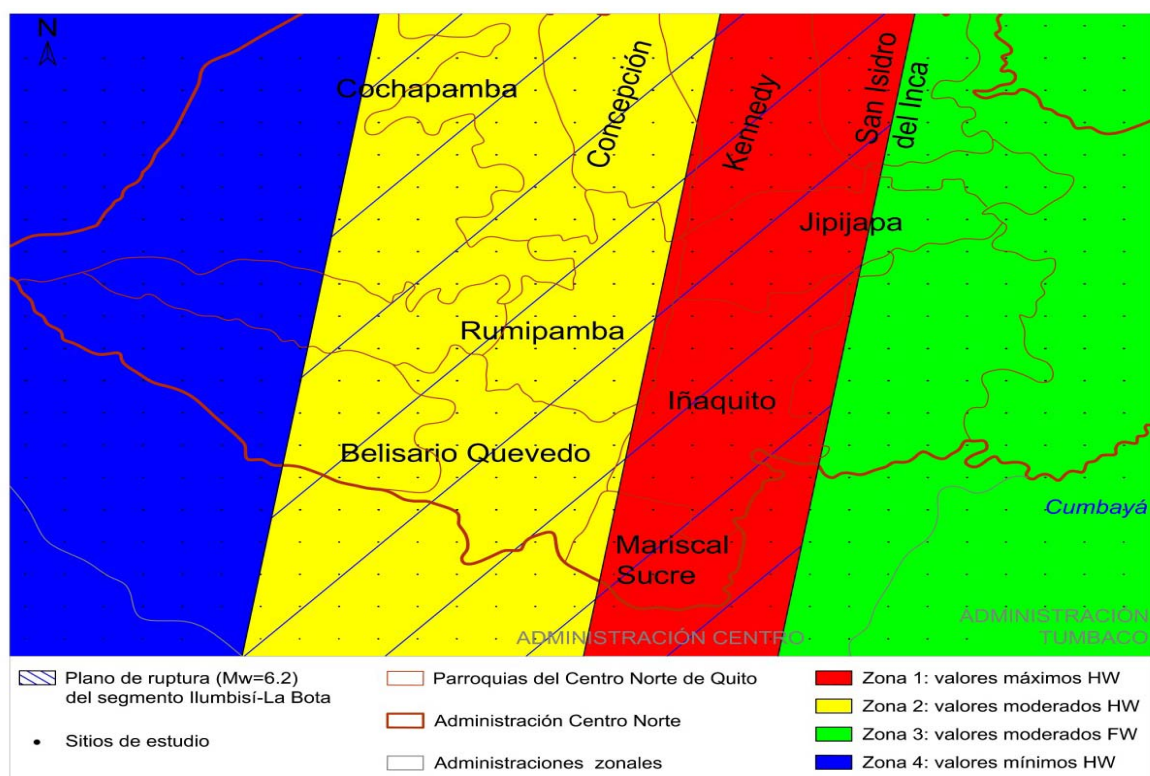
En Aguiar *et al.* (2014) están muy bien detallados la base de datos (acelerogramas utilizados), ecuaciones de cálculo con las tablas de los coeficientes para diferentes períodos y el alcance de cada uno de los modelos. Sin embargo de ello se indica que los modelos C & B (2013) y el ASK (2013) permiten encontrar espectros de respuesta para 5% de amortiguamiento asociados a fallas corticales (caso de las fallas ciegas de Quito). En cambio el modelo de Zhao *et al.* (2006) permite hallar espectros asociados a tres fuentes sísmicas, a saber: cortical, interface e intraplaca.

Una vez que se encontró los espectros en cada punto de la malla y con cada uno de los modelos se obtuvo un espectro ponderado de la siguiente manera 35% del espectro de C & B (2013) más el 35% del espectro de ASK (2013) más el 30% del espectro de Zhao *et al.* (2006).

Se ponderó de la forma indicada debido a que el valor de la incertidumbre que se halla con el modelo de Zhao *et al.* (2006) es mayor al que se encuentra con los otros modelos.

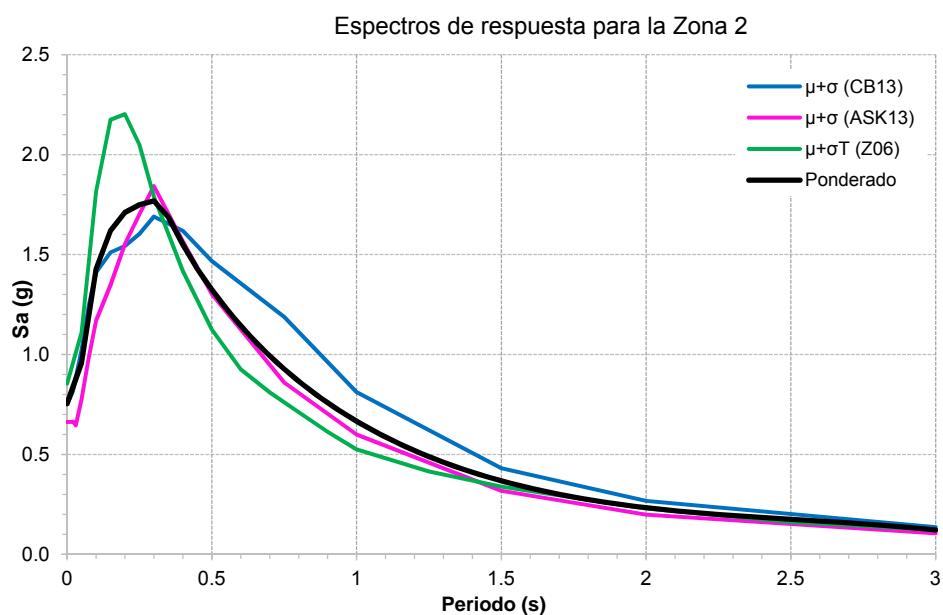
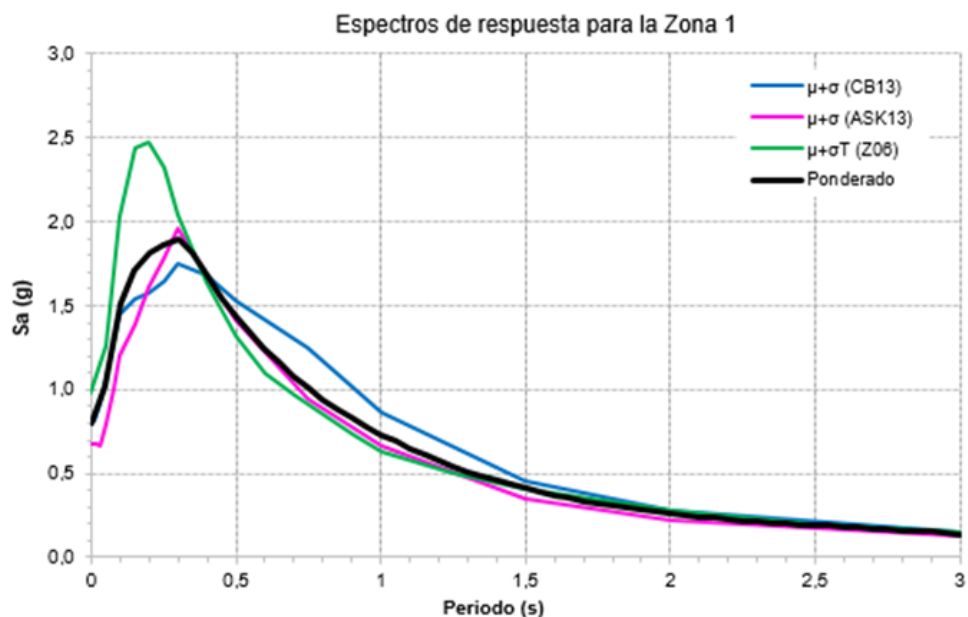


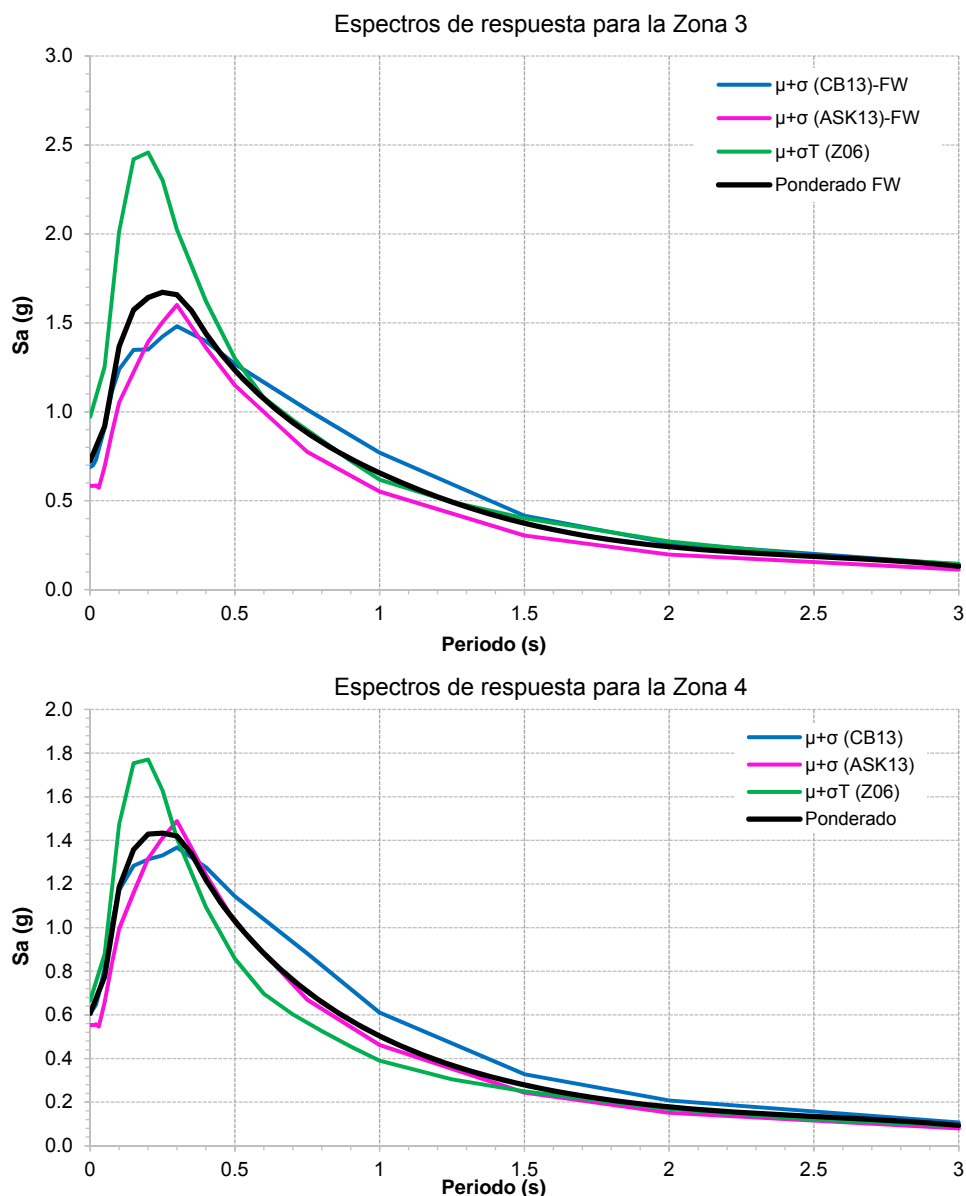
**Figura 2** Centro Norte de Quito y malla donde se obtuvieron espectros de respuesta elástica asociados a un sismo de magnitud 6.2 y foco superficial en el segmento de falla ILB. (Aguilar *et al.* 2015)



**Figura 3** Microzonificación del Centro Norte de Quito

Con los espectros hallados se obtuvieron las cuatro microzonas del Centro Norte de Quito, indicadas en la figura 3 y para cada una de ellas se encontró el espectro de mayores ordenadas espectrales para un 84% de confiabilidad. Antes de presentar los espectros se destaca que la parte achurada de la figura 3 corresponde a la proyección en la superficie del plano de falla ILB.





**Figura 3** Espectros encontrados para 84% de nivel de confiabilidad para cada una de las micro zonas del Centro Norte aplicando los modelos de C & B (2013); ASK (2013), Zhao *et al.* (2006) y espectro ponderado.

La microzona 1 es la de mayor peligrosidad sísmica debido a que se halla directamente sobre la falla. La zona 4 es la que tiene las menores ordenadas espectrales debido a que está en el Footwall.

La información del tipo de suelo se obtuvo del estudio de microzonificación sísmica de Quito por ERN (2012), Aguiar (2013). Se tienen estudios de suelo en varios puntos de la ciudad de donde se obtuvo la velocidad de la onda de corte en los 30 primeros metros,  $V_{s30}$  y en los puntos donde no se tenían valores se

interpoló linealmente con los sitios donde hay estudios de suelo. El efecto de sitio es fundamental considerar en la determinación de las formas espectrales.

**Tabla 2** Espectros para las cuatro micro zonas del Centro Norte de Quito

T(seg)	Aceleración espectral (m/seg <sup>2</sup> )			
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
PGA	7.88	7.40	7.09	5.95
0.05	9.96	9.40	9.01	7.60
0.1	14.79	14.01	13.42	11.62
0.15	16.80	15.89	15.42	13.32
0.2	17.77	16.78	16.10	14.01
0.25	18.31	17.16	16.39	14.06
0.3	18.60	17.35	16.27	13.93
0.35	17.81	16.55	15.38	13.12
0.4	16.42	15.20	14.13	11.96
0.45	15.14	14.00	13.03	10.95
0.5	14.06	12.99	12.11	10.11
0.55	13.07	12.08	11.28	9.35
0.6	12.17	11.23	10.52	8.66
0.65	11.34	10.46	9.84	8.03
0.7	10.58	9.75	9.21	7.46
0.75	9.89	9.09	8.65	6.93
0.8	9.25	8.49	8.13	6.46
0.85	8.67	7.94	7.66	6.03
0.9	8.14	7.44	7.22	5.63
0.95	7.64	6.97	6.82	5.27
1	7.19	6.54	6.44	4.94
1.05	6.76	6.13	6.08	4.63
1.1	6.36	5.76	5.74	4.34
1.15	5.99	5.41	5.42	4.08
1.2	5.65	5.09	5.12	3.84
1.25	5.33	4.80	4.84	3.62
1.3	5.04	4.52	4.57	3.41
1.35	4.76	4.27	4.32	3.22
1.4	4.50	4.03	4.08	3.04
1.45	4.27	3.82	3.87	2.88
1.5	4.05	3.61	3.67	2.73
1.55	3.84	3.43	3.48	2.60
1.6	3.65	3.26	3.31	2.47
1.65	3.47	3.10	3.15	2.35
1.7	3.31	2.95	3.00	2.24
1.75	3.15	2.82	2.87	2.14
1.8	3.01	2.69	2.75	2.05
1.85	2.88	2.58	2.64	1.96
1.9	2.76	2.47	2.54	1.89
1.95	2.65	2.38	2.45	1.81
2	2.55	2.29	2.37	1.75
2.05	2.46	2.21	2.29	1.69
2.1	2.37	2.14	2.22	1.64
2.15	2.29	2.07	2.16	1.58



2.2	2.22	2.01	2.10	1.54
2.25	2.15	1.96	2.05	1.50
2.3	2.09	1.91	2.00	1.46
2.35	2.03	1.86	1.96	1.42
2.4	1.98	1.81	1.91	1.38
2.45	1.93	1.77	1.87	1.35
2.5	1.88	1.72	1.83	1.32
2.55	1.83	1.68	1.79	1.28
2.6	1.79	1.64	1.75	1.25
2.65	1.74	1.59	1.70	1.22
2.7	1.69	1.55	1.66	1.18
2.75	1.65	1.50	1.61	1.14
2.8	1.60	1.45	1.56	1.10
2.85	1.54	1.39	1.50	1.06
2.9	1.49	1.33	1.44	1.02
2.95	1.43	1.27	1.37	0.97
3	1.37	1.20	1.29	0.91

En la tabla 2 se presenta las ordenadas espectrales de aceleraciones para las cuatro microzonas del Centro Norte de Quito.

### 3 ESPECTROS NEC-11 Y ERN-12

Los espectros presentados en el apartado anterior son para un sismo cortical, ahora bien Quito puede ser afectada también por sismos interface de bajo ángulo de buzamiento e intraplaca. Los últimos no producen tanto daño por la profundidad a la que se registran pero los sismos interface si pueden generar daño.

El espectro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, al igual que el espectro hallado en el estudio de microzonificación sísmica para Quito, fue obtenido a partir de un estudio de peligrosidad sísmica en forma probabilística considerando las zonas fuentes como grandes volúmenes de litosfera pero con estos modelos se consideran las tres fuentes sísmicas: cortical, interface e intraplaca.

Por esto las estructuras situadas en el Centro Norte de Quito deben ser analizadas para los espectros presentados en el apartado anterior y para los espectros del NEC-11 y ERN-12. Concretamente para las estructuras que tienen un período fundamental corto los espectros generados en la falla ILB serán los más críticos pero en cambio para las estructuras con períodos medios y altos se deben considerar los espectros del NEC-11 y ERN-12. Las ecuaciones que definen el espectro del NEC-11 son las siguientes:

$$S_a(g) = z F_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right) \quad T < T_o$$

$$S_a(g) = \eta z F_a \quad T_o < T < T_c \quad (2)$$

$$S_a(g) = \eta z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad T > T_c$$

Donde  $S_a(g)$  es la aceleración del suelo como una fracción de la gravedad;  $z$  es el factor de zona sísmica indicado en el mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador, para Quito  $z = 0.4$ ;  $F_a, F_d, F_s$ , son factores de sitio indicados en las tablas 3 a 5. Los períodos  $T_0, T_c$ , que definen las ramas del espectro se hallan con las ecuaciones:

$$T_0 = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (3)$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

En las ecuaciones que definen las ramas del espectro elástico; el valor de  $r = 1$ , para perfiles de suelo **A, B o C** y  $r = 1.5$ , para perfiles de suelo **D o E**. Del análisis de las ordenadas espectrales de peligro uniforme en roca para 475 años y al normalizarlos para la aceleración máxima del suelo  $z$ , se encontró  $\eta = S_a/z$ , que tienen los siguientes valores:  $\eta = 1.8$  Para las Provincias de la Costa;  $\eta = 2.48$  Para las Provincias de la Sierra y  $\eta = 2.6$  Para las Provincias del Oriente.

**Tabla 3** Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor $Z$ (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	$\geq 0.5$
<b>A</b>		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>		1	1	1	1	1	1
<b>C</b>		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
<b>D</b>		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
<b>E</b>		1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
<b>F</b>		Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver nota	Ver Nota	Ver Nota

Los factores de sitio del NEC-11, son muy generales, por ese motivo es recomendable emplear los factores de sitio hallados para la ciudad de Quito que fueron hallados por ERN-12 ya que estos responden a los estudios de suelo que se realizaron en diferentes sitios de la ciudad, a las curvas de rigidez y amortiguamiento de las cangahuas de la ciudad y a estudios dinámicos no lineales con los que se hallaron los factores de amplificación de los suelos de Quito, los mismos que fueron normalizados de tal manera que se puedan utilizar las ecuaciones que definen las ramas del espectro elástico del NEC-11, con la única

salvedad es que ERN-12 lo hizo considerando un valor de  $r = 1$ , para cualquier tipo de suelo.

**Tabla 4** Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$

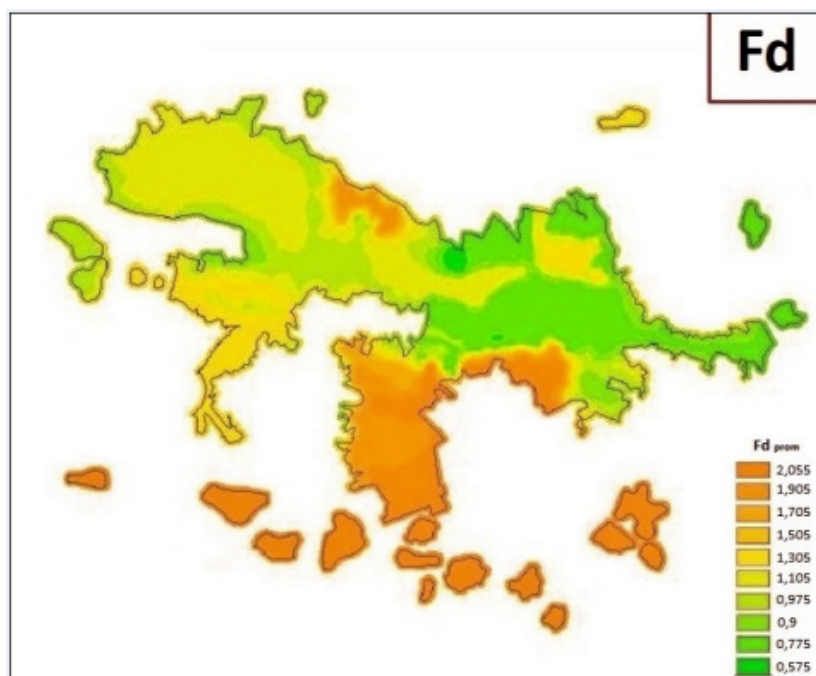
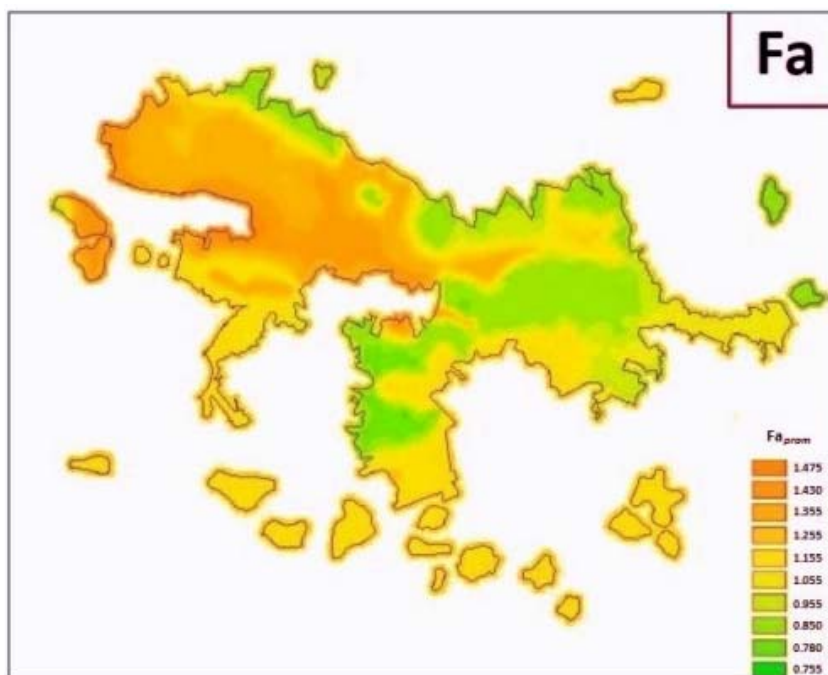
Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor $Z$ (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	$\geq 0.5$
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.36	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.62	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota	Ver nota	Ver Nota	Ver nota

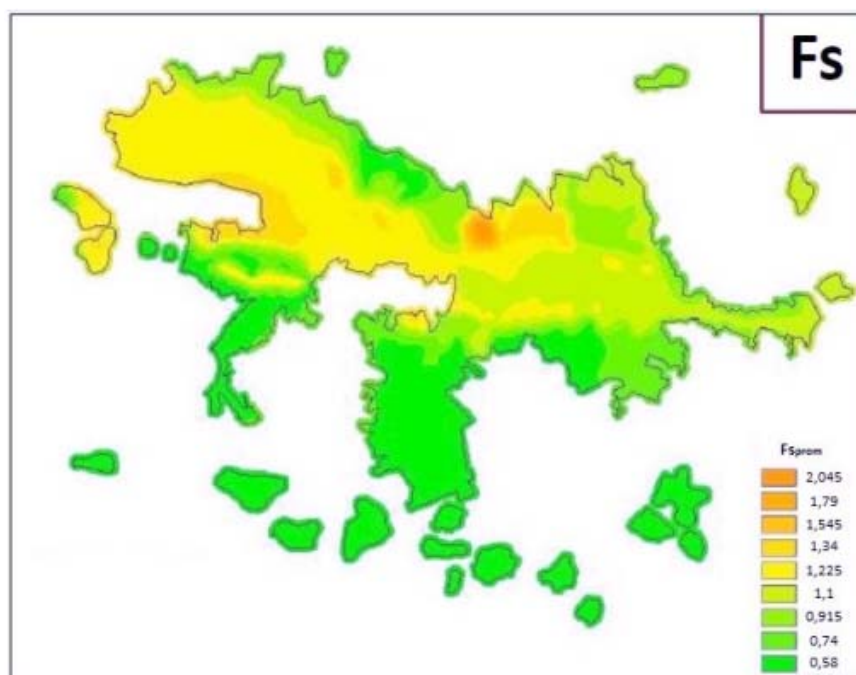
**Tabla 5** Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor $Z$ (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	$\geq 0.5$
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1.00	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
F		Ver Nota	Ver Nota	Ver Nota		Ver nota	Ver Nota

**Nota.-** Son suelos muy malos que requieren estudios especiales.

En la figura 4 se presentan los factores de sitio  $F_a, F_d, F_s$  hallados por ERN-12, el rango de variación de estos factores difiere con relación a los factores de sitio del NEC-11. Evidentemente que es una mejor opción utilizar los factores de sitio de ERN-12 ya que como se indicó anteriormente responden a las condiciones locales de los suelos de Quito.





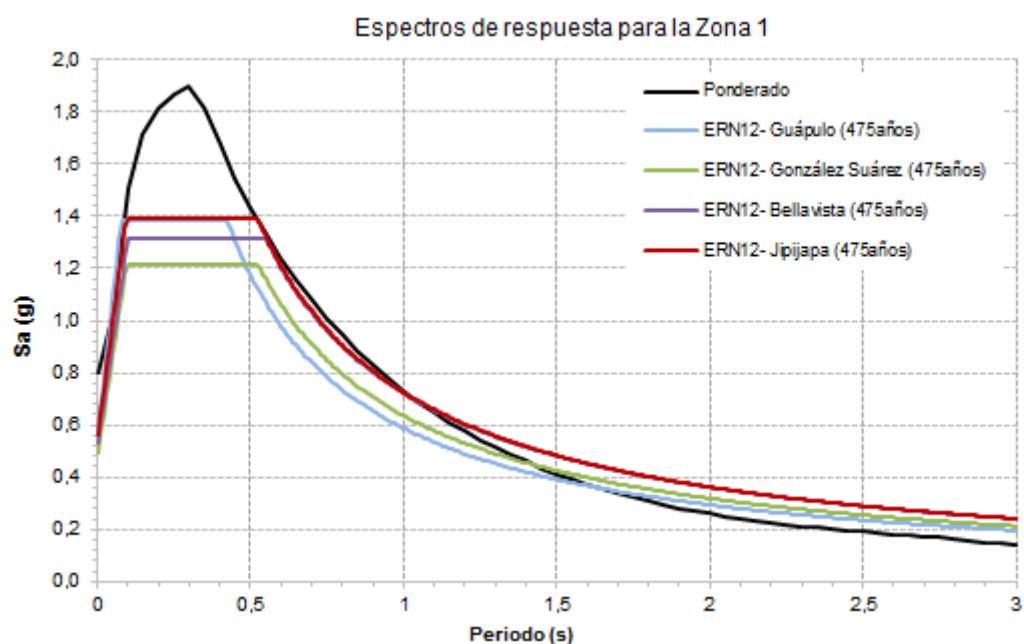
**Figura 4** Factores de sitio  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$  hallados para la ciudad de Quito por ERN-12

Ahora bien en las figuras 5 y 6 se presentan los espectros hallados para las zonas 1 y 2, para un sismo de magnitud 6.2 en el segmento de falla ILB (Espectro Ponderado) y se presentan además los espectros que se hallan en diferentes sectores del Centro Norte de Quito, utilizando los factores de sitio propuestos por ERN-12.

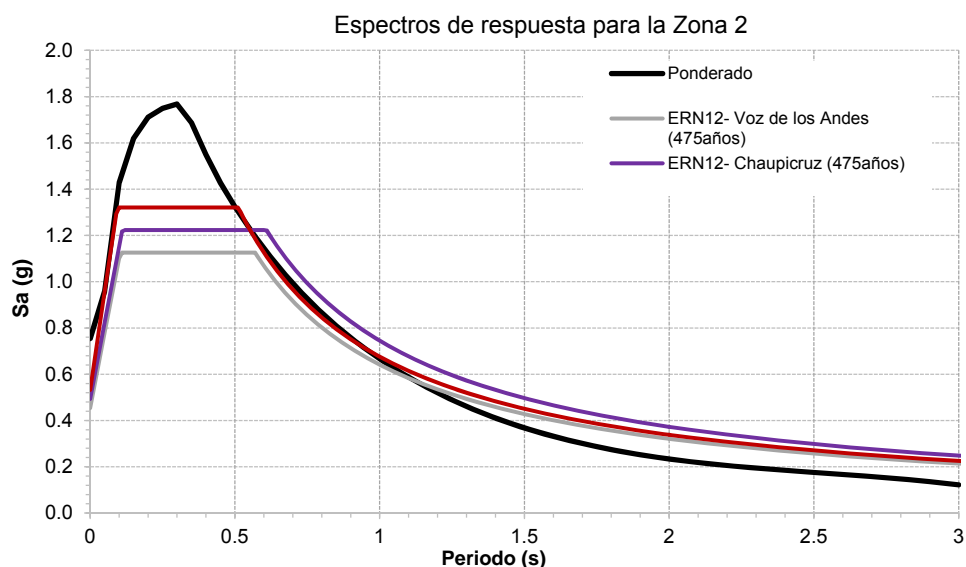
En las figuras 5 y 6 se aprecia que las ordenadas del espectro ponderado son mayores, aproximadamente en un 30% con respecto a las ordenadas espectrales que se hallan con ERN-12, pero esto es únicamente en la rama de períodos cortos, menores a 0.5 seg.

Para la zona de períodos intermedios y grandes la situación es diferente las ordenadas espectrales que se hallan con ERN-12 son más altas. Esto es muy importante tener en cuenta para que no se piense que lo más seguro es utilizar el espectro de ILB para el diseño de cualquier tipo de estructuras del centro norte de Quito por que se tienen ordenadas espectrales mucho más grandes en la zona de períodos cortos.

La Normativa Sísmica de Chile de 1996 responde a sismos corticales y los edificios que sufrieron gran daño en el mega sismo del 2010 fueron diseñados con esta normativa y tuvieron gran daño porque los espectros del sismo en la zona de períodos intermedios y largos tenían varios picos característicos cuyas aceleraciones eran notablemente mayores a las de la Norma de 1996. (Moroni *et al.* 2012, Aguiar 2010).



**Figura 5** Espectro ponderado encontrado en el estudio para la **Zona 1** y los Espectros que se hallan al aplicar los factores de sitio de la Microzonificación sísmica de Quito. (ERN-12)



**Figura 6** Espectro ponderado encontrado en el estudio para la **Zona 2** y los Espectros que se hallan al aplicar los factores de sitio de la Microzonificación sísmica de Quito. (ERN-12)

Con este artículo lo que se pretende es que los Proyectistas estructurales consideren el espectro de ILB para el diseño de edificios de poca altura, cuyo

período fundamental sea menor a 0.5 seg., y para edificios de mayor altura lo mejor es utilizar el espectro de ERN-12.

## 4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal, también conocido como la Técnica del Pushover o la Técnica del Empujón, apareció en la década de los años 90 del siglo pasado y en el presente siglo ha habido importantes contribuciones tendientes a su optimización entre las que se destacan las propuestas por Chopra y Goel (2001, 2002), Goel y Chopra (2004). Sin embargo de ello un buen número de profesionales solo saben utilizar programas como el DRAIN-2DX para encontrar la curva de capacidad sísmica resistente que relaciona el cortante basal  $V$ , con el desplazamiento lateral máximo  $D_t$  empleando análisis estático no lineal; por este motivo en este apartado se presentan aspectos generales de la forma como se halla esta curva, orientados al uso del sistema de computación **CEINCI-LAB**.

### 4.1 Modelo Bilineal del diagrama $M - \phi$

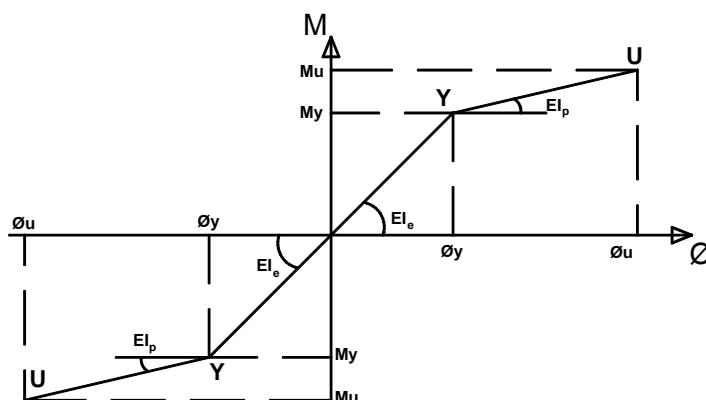
La no linealidad de los elementos viene dado por el diagrama momento-curvatura,  $(M - \phi)$ ; en este artículo se trabaja con un modelo bilineal definido por los puntos Y, U; y está orientado a estructuras de acero. Donde el punto Y es el punto de fluencia y U el punto de resistencia última o de plastificación. De tal manera que solo se consideran dos rigideces a flexión, una para el rango elástico  $(EI)_e$  y otra para el rango plástico  $(EI)_p$ , ver figura 7.

$$(EI)_e = \frac{M_Y}{\phi_Y} \quad (4)$$

$$(EI)_p = \frac{M_U - M_Y}{\phi_U - \phi_Y}$$

Donde  $M_Y, \phi_Y$  son el momento y curvatura a nivel de fluencia;  $M_U, \phi_u$  son el momento y curvatura a nivel de plastificación. En la figura 7 se aprecian dos diagramas uno que se halla en el primer cuadrante, para cuando la parte inferior de la sección transversal trabaja a flexión y otro en el tercer cuadrante para cuando la parte superior de la sección transversal trabaja a flexión. En elementos con sección transversal simétrica los dos diagramas  $(M - \phi)$  son iguales; en este artículo se trabaja el caso de secciones simétricas.

Para cada uno de los elementos se debe indicar el momento y curvatura de los puntos Y, U, en el nudo inicial (a), centro de luz (o) y nudo final (b), además de eso se da como dato la rigidez axial  $EA$ , de tal manera que se dan trece datos para cada uno de los elementos en un archivo denominado *Tabla 1*. En la tabla 6 se presenta el contenido de este archivo de datos para ser utilizado en el sistema de computación **CEINCI-LAB**.



**Figura 7** Modelo bilineal del diagrama momento curvatura.

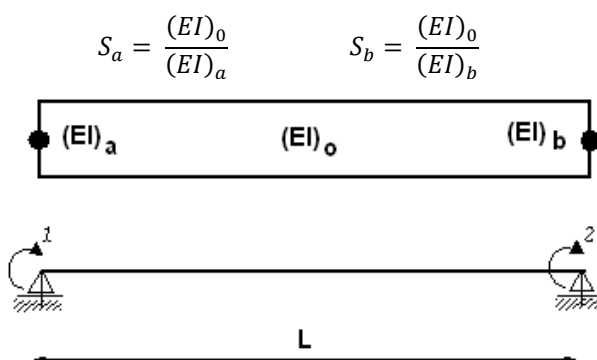
**Tabla 6** Datos del diagrama momento curvatura para un elemento.

Nudo Inicial (a)				Centro de Luz (o)				Nudo final (b)				Axial
$M_Y$	$M_U$	$\phi_Y$	$\phi_U$	$M_Y$	$M_U$	$\phi_Y$	$\phi_U$	$M_Y$	$M_U$	$\phi_Y$	$\phi_U$	$EA$

## 4.2 Modelo de plasticidad concentrada

Se trabajó con el modelo de plasticidad concentrada de Giberson (1969) que concentra la rigidez a flexión en tres puntos como se aprecia en la figura 8. Siendo  $(EI)_a$  para el nudo inicial;  $(EI)_o$  para el centro de luz y  $(EI)_b$  para el nudo final. La matriz de flexibilidad para el modelo indicado en la figura 8, en que no se consideran los desplazamientos como cuerpo rígido es la siguiente.

$$f = \frac{L}{6(EI)_o} \begin{bmatrix} (1 + S_a) & -1 \\ -1 & (1 + S_b) \end{bmatrix} \quad (5)$$



**Figura 8** Modelo de Plasticidad Concentrada de Giberson

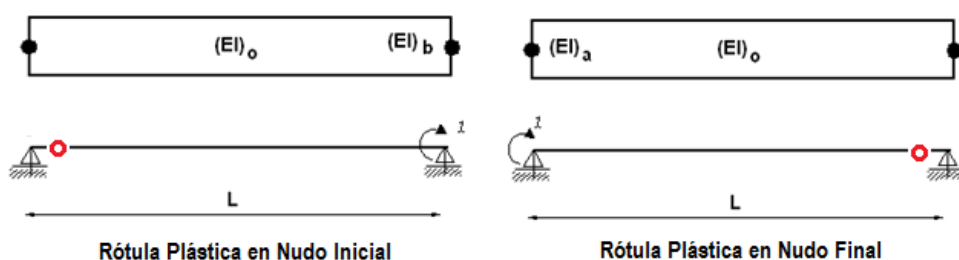
Posteriormente se incorpora el efecto axial al modelo de la figura 8, con lo que la matriz de flexibilidad es de 3 por 3, la inversa de esta matriz es la matriz de



rigidez  $k_1$ . En Aguiar (2014) a ese sistema se conoce como sistema 1; el sistema 2 es en coordenadas locales, cuya matriz de rigidez  $k_2 = T_{1-2}^t * k_1 * T_{1-2}$  y en el sistema 3 en coordenadas globales, la matriz de rigidez  $k_3 = T_{2-3}^t * k_2 * T_{2-3}$ . Las matrices  $T_{1-2}$  y  $T_{2-3}$  son las matrices de paso de los sistemas 1 al 2 y del 2 al 3. A ésta última también se le conoce con el nombre de matriz de rotación. El programa que determina la matriz de rigidez en el sistema 3 a partir de la matriz de flexibilidad en sistema 1 se denomina **kmiembro\_giberson\_po**

Cuando el nudo inicial o final se encuentran en el rango elástico la rigidez a flexión es  $(EI)_e$  y es válida cuando el momento actuante es menor o igual al momento de fluencia. Cuando se supera este punto la rigidez a flexión vale  $(EI)_p$ , y es válida hasta cuando el momento actuante es menor a  $M_u$ . Para cualquiera de estos dos casos se trabaja con el programa **kmiembro\_giberson\_po**.

Ahora bien, cuando la sección llega al momento  $M_u$  se forma una rótula plástica, en este caso la sección ya no es capaz de absorber más momento y solo puede rotar.



**Figura 9** Modelos para cuando se forma rótula plástica en el nudo inicial o final, en el sistema 1

A la izquierda de la figura 9, se presenta el caso en que la rótula plástica se forma en el nudo inicial, en este caso solo se admite incremento de momento a flexión en el nudo final. La matriz de flexibilidad para el sistema 1, es:

$$f = \frac{L}{6 (EI)_0} [1 + S_b] \quad (6)$$

El programa que determina la matriz de rigidez de un elemento en coordenadas globales, cuando se forma una rótula plástica en el nudo inicial, es: **kmiembro\_giberson\_po\_sinSa**.

Cuando la rótula plástica se forma en el nudo final, el modelo de análisis es el indicado a la derecha de la figura 9. La matriz de flexibilidad en sistema 1, es:

$$f = \frac{L}{6 (EI)_0} [1 + S_a] \quad (7)$$

En este caso el programa es: **kmiembro\_giberson\_po\_sinSb**. Se pudo trabajar con una matriz de dos por dos para cuando se forma rótula plástica en el

nudo inicial o en el nudo final. Para el primer caso la primera fila y columna tendrá solo ceros y el término (2,2) la cantidad indicada en la ecuación (6). Para el caso de que la rótula plástica se forme en el nudo final, la cantidad indicada en la ecuación (7) va en la posición (1,1) y la segunda fila y columna tiene ceros.

### 4.3 Incrementos de carga

La curva de capacidad sísmica resistente depende de la forma como se aplica la carga lateral en cada uno de los pisos. Lo más adecuado es que esta carga sea proporcional al primer modo de vibración  $\phi_1$ ; debido a que la mayor parte de estructuras regulares trabajan en el primer modo de vibración.

Otra forma de hacerlo, es encontrar las cargas en cada piso proporcional al primer modo y al peso de cada piso  $w_i$ . De tal manera que la fuerza lateral en el piso  $F_i$  se halla con la siguiente ecuación, propuesta por el ATC-40

$$F_i = \frac{w_i \phi_i}{\sum w_i \phi_i} V_0 \quad (8)$$

Donde  $V_0$  es el cortante basal que uno se impone para cada uno de los ciclos de carga. Se destaca que se está trabajando solo con el primer modo de vibración, de tal manera que el subíndice  $i$  de la ecuación (8) hace referencia al piso. Se puede encontrar la curva de capacidad sísmica resistente asociada al segundo modo o al tercer modo, trabajando con el segundo y tercer modo. Chopra y Goel (2001).

### 4.4 Diagrama de flujo de curva de capacidad sísmica resistente

En la figura 10 se presenta el diagrama de flujo de la curva de capacidad sísmica resistente; en la primera parte se dan los datos para la generación del pórtico utilizando los programas de **CEINCI-LAB** para pórticos planos. Se inicia obteniendo la matriz que contiene a los grados de libertad de la estructura, denominada **CG**; posteriormente se determinan dos vectores que contienen los nudos iniciales y finales del pórtico, **NI**, **NJ**; se da las coordenadas de los nudos y se encuentran los vectores **X**, **Y**. Luego se obtienen las propiedades geométricas de los elementos y los vectores de colocación; esta es la información básica para empezar el análisis. Se destaca que no se considera el efecto  $P - \Delta$ .

Posteriormente en un gran lazo que empieza con  $j \geq 0$  se describe el análisis estático incremental, el mismo que finaliza cuando la deriva global de la estructura es mayor a la cantidad prefijada, que es función de la altura total del edificio o cuando la matriz de rigidez es singular.

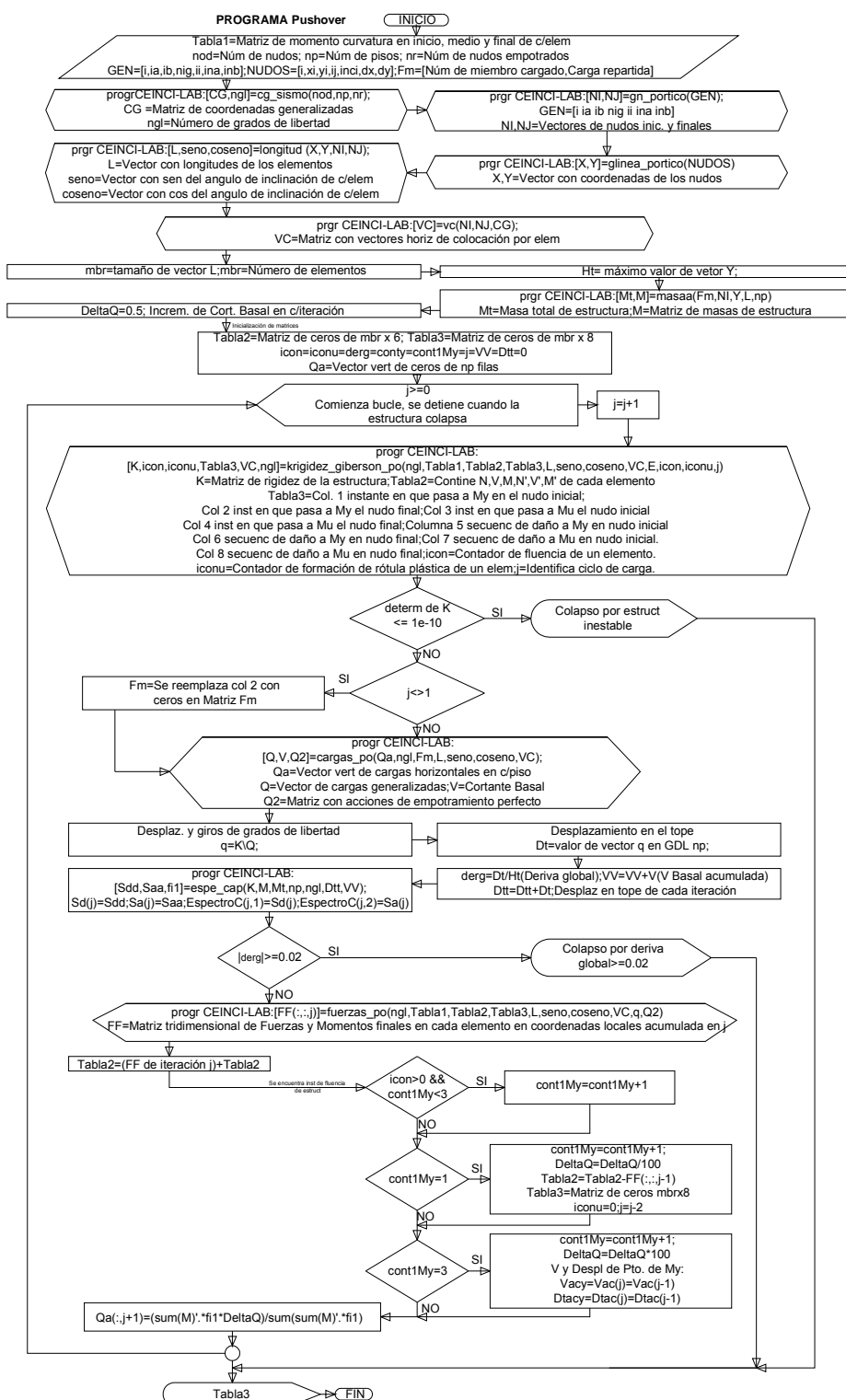


Figura 10 Diagrama de flujo de la curva de capacidad sísmica resistente

En el primer lazo donde se llama al programa ***krigidez\_giberson\_po*** ahí se indica la forma como se van numerando, en primer lugar las secciones que superan el momento de fluencia y posteriormente el momento plástico, información que es almacenada en *Tabla3*. Se destaca que este lazo se encuentra dentro de un gran lazo. Por lo tanto corresponde a un determinado ciclo de carga; conforme se incrementa la carga otras secciones ingresarán al rango no lineal.

Posteriormente se indica la forma de cálculo del vector de cargas generalizadas y la solución del pórtico mediante el Método de los Desplazamientos, destacando que en el primer ciclo de carga se considera únicamente la carga vertical que gravita en los pórticos. A partir del segundo ciclo de carga se aplican las cargas laterales.

En la parte final del lazo a la derecha se presenta la forma en que se reduce el incremento de carga, cuando se pasa de la rama elástica a la inelástica; se reduce el incremento de carga para llegar en forma exacta al punto  $M_Y$ . Luego de esto se vuelve al incremento de carga con que se venía calculando.

En la figura 11 se presenta el cálculo de la matriz de rigidez por ensamblaje directo, para ello en base a los momentos actuantes se pregunta si superaron el momento de fluencia, en caso afirmativo se cambia la rigidez a flexión del rango elástico al rango plástico, en el nudo del elemento que se está analizando. Esto se lo hace en cada uno de los elementos tanto en el nudo inicial como final.

Cuando se cambia de rama en el modelo bilineal, se regresa al punto antes del cambio de rama y se disminuye el incremento de carga lateral para llegar en forma exacta al punto de cambio de rama. De tal manera que en cada ciclo de carga se actualiza la rigidez a flexión del nudo inicial, centro de luz y nudo final; procediendo a calcular la matriz de rigidez del elemento en coordenadas globales y ensamblar la matriz de rigidez de la estructura.

Cuando una sección de un elemento se encuentra en el rango plástico la pregunta que se hace es: el momento actuante en dicho punto superó al momento  $M_u$  en este caso se formó la rótula plástica. Esta parte del programa se encuentra en la mitad del diagrama de flujo indicado en la figura 11 y se aprecia que cuando se forma la rótula plástica en el nudo inicial se llama al programa: ***kmiembro\_giberson\_po\_sinSa***. Por otra parte, cuando la rótula plástica se forma en el nudo final se llama al programa: ***kmiembro\_giberson\_po\_sinSb***. Finalmente cuando se tiene un elemento con dos rótulas plásticas, en el nudo inicial y final, se llama al programa: ***kmiembro\_giberson\_po\_sinSaSb***.

En la parte final de la figura 11 se presenta el ensamblaje directo de la matriz de rigidez y para ello se trabaja con el vector de colocación ***VC*** de cada elemento. En el diagrama de flujo se observa que se ensambla toda la matriz de rigidez y se trabaja con un arreglo de dos dimensiones. Una optimización sería ensamblar solo la matriz triangular superior y trabajar con un arreglo lineal la matriz de rigidez. En Aguiar (2014) se presentan varias opciones de ensamblaje de la matriz de rigidez, considerando ancho de banda constante o ancho de banda variable (Técnica del Skyline) esto es adecuado para cuando se tienen estructuras muy grandes.

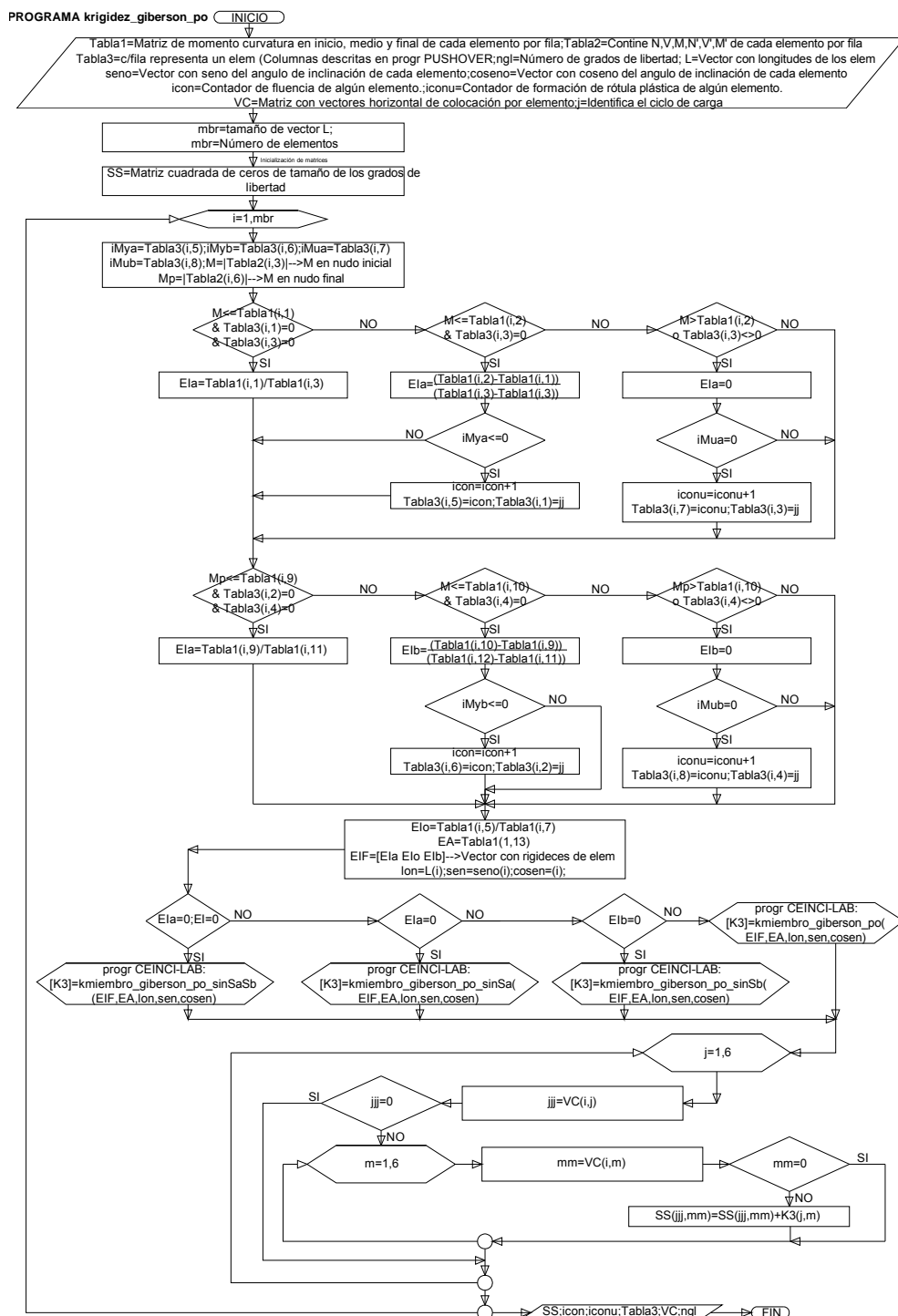


Figura 11 Determinación de la matriz de rigidez de la estructura por ensamblaje directo.

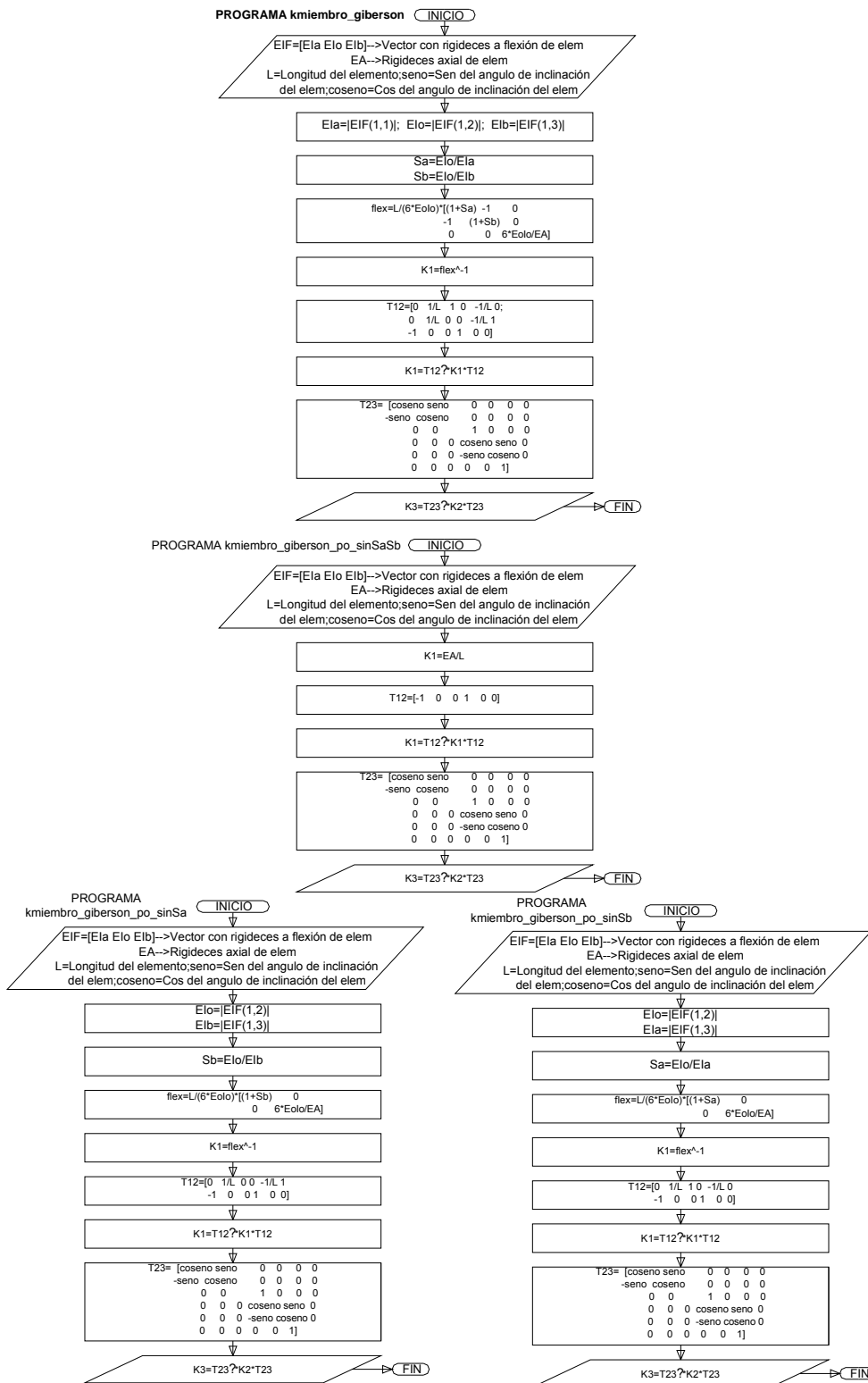
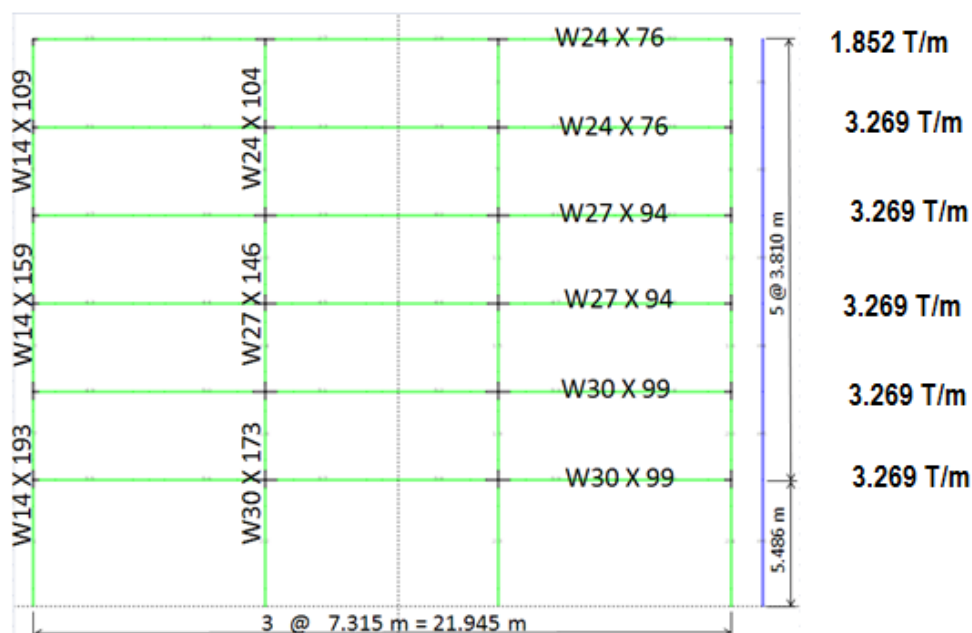


Figura 12 Determinación de la matriz de rigidez de un elemento.

En la figura 12 se presentan cuatro diagramas de flujo para el cálculo de la matriz de rigidez de un elemento. El primer diagrama es para cuando en el elemento no se han formado rótulas plásticas; el segundo cuando se han formado rótulas en el nudo inicial y final; el tercero, a la izquierda cuando la rótula se forma en el nudo inicial y el cuarto, a la derecha cuando la rótula se forma a la derecha.

## 5 ESTRUCTURA DE ANÁLISIS Y CAPACIDAD SÍSMICA

Se desea encontrar la curva de capacidad sísmica resistente que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo de la estructura de acero de 6 pisos indicada en la figura 13. Si el criterio de colapso está definido por la deriva global  $\gamma_g$  expresada como un porcentaje de la altura total del edificio  $H_T$ . Se halla esta curva para: i)  $\gamma_g = 0.02 H_T$ ; ii)  $\gamma_g = 0.03 H_T$ ; iii)  $\gamma_g = 0.04 H_T$ ; iv)  $\gamma_g = 0.05 H_T$ .



**Figura 13** Estructura de seis pisos y carga uniforme repartida en cada piso.

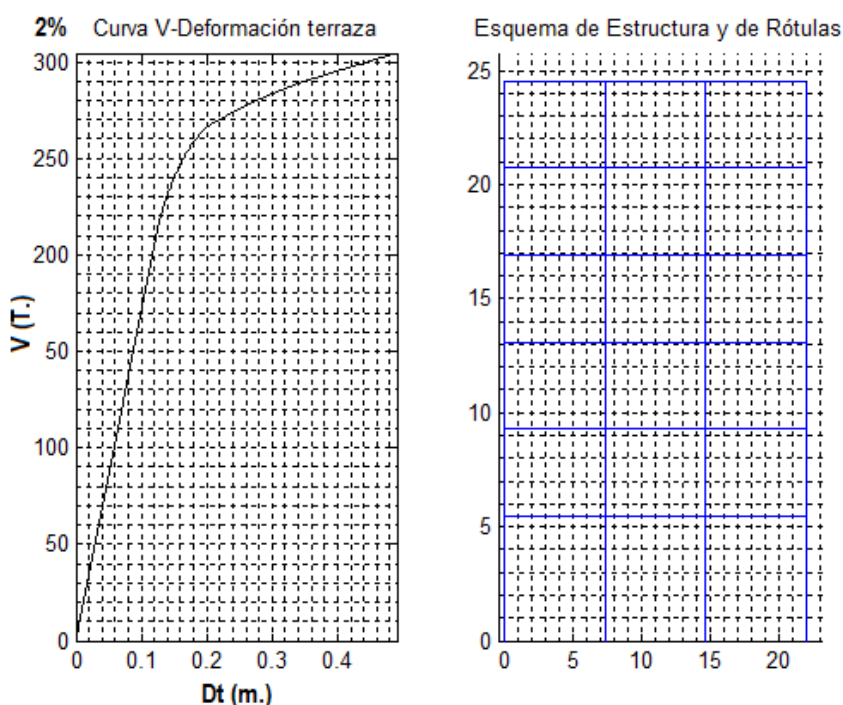
**Tabla 7** Diagrama Momento Curvatura y rigidez axial para las columnas

Perfil	$P$ (T.)	$M_Y$ (Tm.)	$M_U$ (Tm.)	$\phi_Y$ (1/m)	$\phi_U$ (1/m)	$EA$ (T.)
W14X109	599	91.20	109.44	0.00884	0.0972	432600
W24X104	573	137.00	164.40	0.00532	0.0585	413700
W14X159	874	136.00	163.20	0.00862	0.0948	632100
W27X146	803	219.00	262.80	0.00468	0.0514	581700
W14X193	1060	169.00	202.80	0.00844	0.0929	768600
W30X173	951	288.00	345.60	0.00421	0.0463	688800

En la tabla 7 se presenta el diagrama momento curvatura para los perfiles tipo de las columnas, para la carga axial indicada en la segunda columna; en la última columna se indica la rigidez axial. En la tabla 8 se tiene lo mismo pero para las vigas, en este caso el diagrama  $M - \phi$  no depende de la carga axial.

**Tabla 8** Diagrama Momento Curvatura y rigidez axial para vigas

Perfil	$M_Y$ (Tm.)	$M_U$ (Tm.)	$\phi_Y$ (1/m)	$\phi_U$ (1/m)	$EA$ (T.)
W24X76	95.00	114.00	0.00543	0.0598	304500
W27X94	132.00	158.40	0.00485	0.0534	375900
W30X99	148.00	177.60	0.00446	0.0491	394800



**Figura 14** Diagrama Momento Curvatura para criterio de colapso  $\gamma_g = 0.02 H_T$

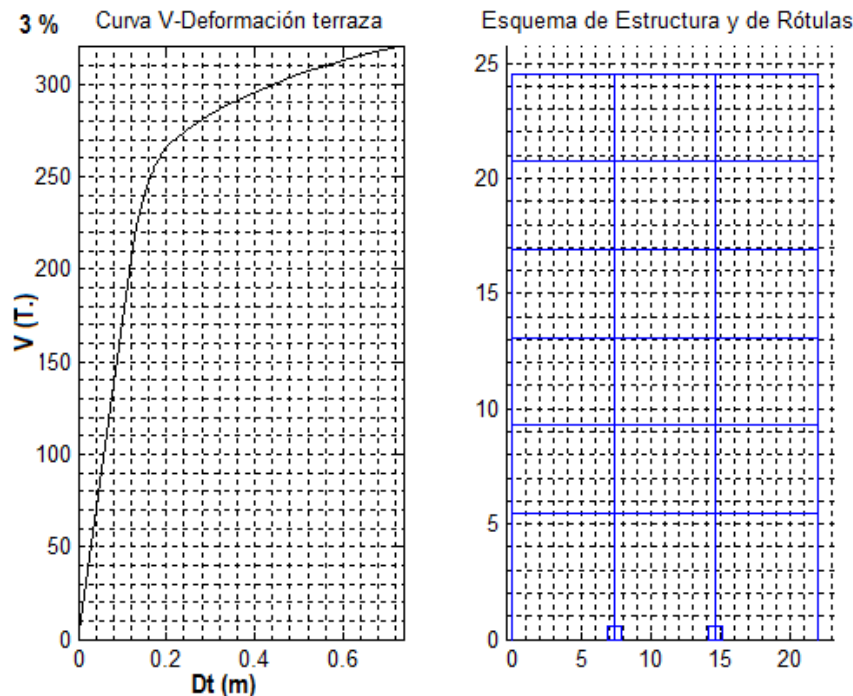
En la figura 14 se presenta, a la izquierda, la curva de capacidad sísmica resistente  $V - D_t$  cuando el criterio de colapso es  $\gamma_g = 0.02 H_T$ . A la derecha se aprecia que no se formó ninguna rótula plástica. El sistema de computación **CEINCI-LAB** representa con un cuadrado las rótulas plásticas. Varias secciones del pórtico superaron el momento de fluencia por este motivo es la curva que existe en  $V - D_t$ .

Cuando el criterio de colapso  $\gamma_g = 0.03 H_T$ , se forman dos rótulas plásticas en los nudos iniciales de las columnas inferiores, ver figura 15.

Se había indicado que la *Tabla 1* contiene los momentos y curvaturas de los puntos Y, U, en el nudo inicial, centro de luz y nudo final; además de ello se



dar como dato para cada elemento la rigidez axial. Está tabla es suministrada por el usuario del sistema **CEINCI-LAB**. Ahora bien el programa crea y reporta la *Tabla2* que contiene la fuerza axial, fuerza de corte y momento del nudo inicial y final, de cada uno de los elementos.



**Figura 15** Diagrama Momento Curvatura para criterio de colapso  $\gamma_g = 0.03 H_T$

También se crea la *Tabla3* que básicamente va indicando la secuencia de las secciones que superan el momento de fluencia. Para primera sección que supera el momento  $M_y$  se determina el desplazamiento en el tope y este punto representa el fin del rango elástico de la estructura e inicio del rango plástico. En *Tabla3* también se tiene la secuencia de la formación de rótulas plásticas. Además se indica para los dos casos (superación de  $M_y, M_u$ ) el cortante basal.

En la figura 16 se presenta la curva  $V - D_t$ , cuando el criterio de colapso viene dado por  $\gamma_g = 0.04 H_T$ . A la derecha de esta figura se observa que a más de las rótulas plásticas de los nudos iniciales de las columnas centrales, se han formado rótulas plásticas en las tres vigas del primer piso, en el nudo inicial y final.

Como se podrá deducir cuando se desea obtener la curva  $V - D_t$ , se debe definir el criterio de colapso, una buena parte de Proyectistas Estructurales consideran  $\gamma_g = 0.02 H_T$ . Además de ello, en cada ciclo de incremento de carga se encuentra el determinante de la matriz de rigidez y si es menor a cero, la estructura es inestable y colapsa, de tal manera que es otro criterio de colapso que considera **CEINCI-LAB**.

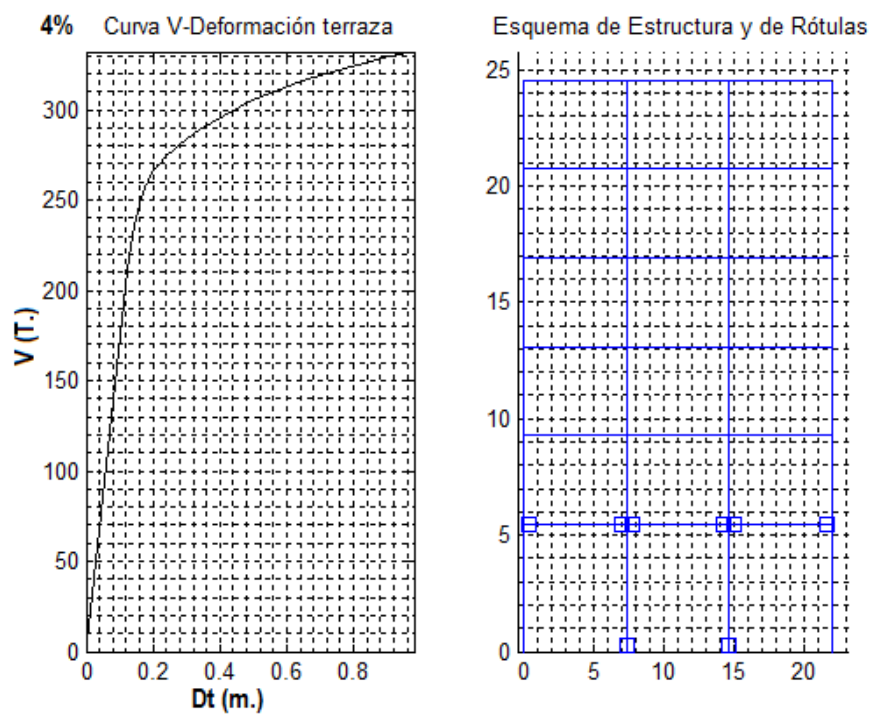


Figura 16 Diagrama Momento Curvatura para criterio de colapso  $\gamma_g = 0.04 H_T$

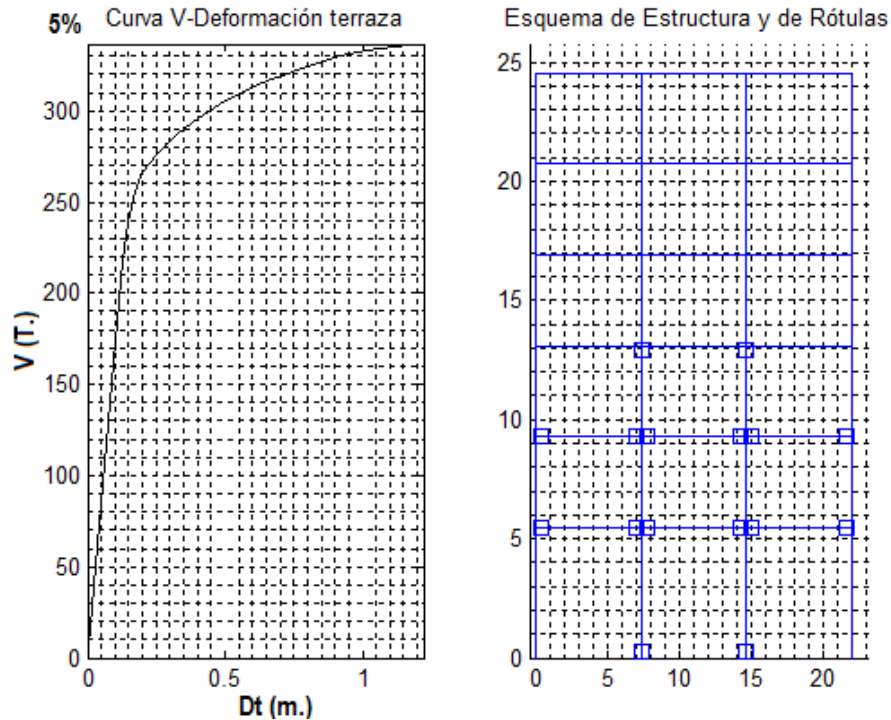
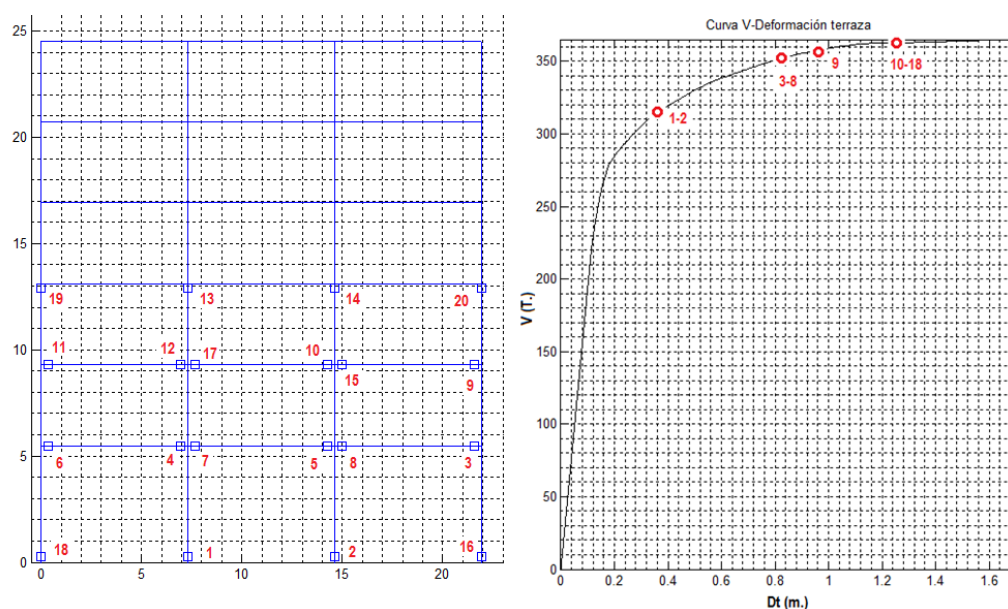


Figura 17 Diagrama Momento Curvatura para criterio de colapso  $\gamma_g = 0.05 H_T$

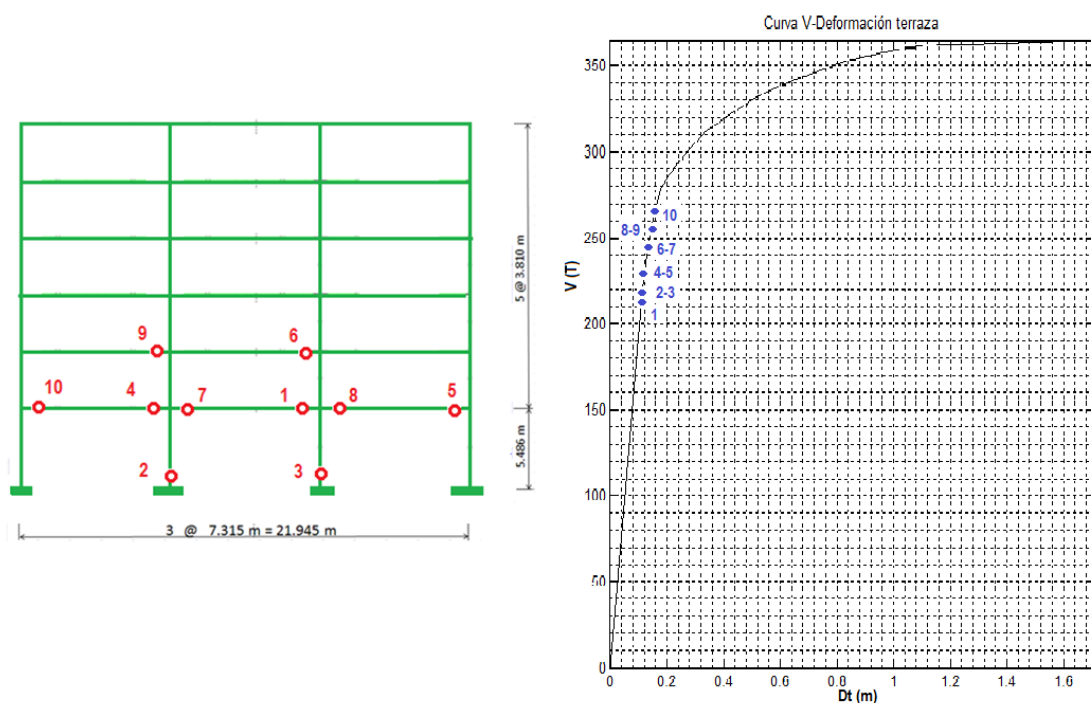
Finalmente hay otro criterio de colapso que el Proyectista debe darse cuenta si se ha formado un mecanismo y por lo tanto la estructura es inestable. Hasta ahora no se tiene ningún mecanismo de colapso; ni en la figura 17 en que el criterio de colapso viene dado por  $\gamma_g = 0.05 H_T$ .

En la figura 18 se presenta a la izquierda las secciones donde se formaron rótulas plásticas y se aprecia que todos los nudos iniciales de las columnas se han rotulado en consecuencia se generó un mecanismo y la estructura colapso. A la derecha de la figura 18, en la curva  $V - D_t$  se han señalado los instantes en que se formaron las diferentes rótulas plásticas. En este caso la deriva global es mayor al 5% de la altura global. Por cierto, la deriva global relaciona el desplazamiento lateral en el tope del edificio con la altura total del mismo.



**Figura 18** Mecanismo de colapso de pórtico de seis pisos de acero.

En la figura 19 se indican las 10 primeras secciones que superaron el momento de fluencia  $M_y$ . Nótese que la estructura ingreso al rango no lineal cuando el cortante basal es de 212 T.



**Figura 19** Diez primeras secciones que ingresan al rango no lineal, superan el Momento de Fluencia

## 6 ESPECTRO DE CAPACIDAD

El concepto de espectro está asociado a un sistema de un grado de libertad. Esto es muy importante tener en cuenta para cuando se aplique el Método del Espectro de Capacidad y se encuentre el Punto de Demanda.

En Aguiar (2002, 2003) está bien detallado el marco teórico para pasar de la curva de capacidad sísmica resistente  $V - D_t$  al espectro de capacidad  $S_a - S_d$ . Las ecuaciones de cálculo son las siguientes.

$$S_{ai} = \frac{V_i}{\alpha_1 M_T} \quad (9)$$

$$S_{di} = \frac{D_{ti}}{FP_i} \quad (10)$$

Donde  $D_{ti}, V_i$  son las coordenadas de un punto de la curva de capacidad sísmica resistente para los cuales se determina el desplazamiento y aceleración espectral  $S_{di}, S_{ai}$ ;  $M_T$  es la masa total de la estructura;  $\alpha_1$  es el coeficiente de masa modal del primer modo;  $FP_1$  es el factor de participación del primer modo.

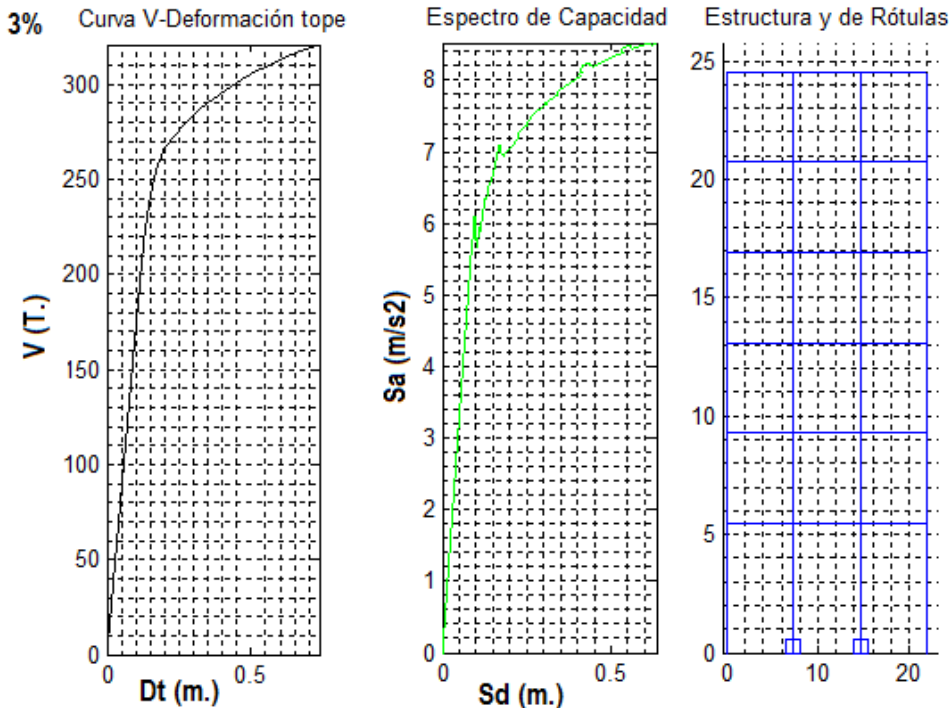
$$\alpha_1 = \frac{(\phi_1^t M J)^2}{M_T (\phi_1^t M \phi_1)} \quad (11)$$

$$FP_i = \frac{\phi_1^t M J}{\phi_1^t M \phi_1} \quad (12)$$

Las variables todavía no indicadas son:  $\phi_1$  es el primer modo de vibración normalizado a la unidad en el tope;  $M$  es la matriz de masas;  $J$  es el vector de incidencia del movimiento del suelo con las coordenadas laterales del pórtico; para el caso plano  $J$  es un vector unitario. Se destaca que el factor de participación modal se obtiene en valor absoluto.

Para la estructura de acero de seis pisos, mostrada en la figura 13, se encontró el espectro de capacidad, considerando la curva de capacidad sísmica resistente indicada en la figura 15, que corresponde a:  $\gamma_g = 0.03 H_T$ .

En la parte central de la figura 20 se presenta el espectro de capacidad, la misma que fue obtenida con el programa **espe\_cap**. Ingresa como dato, la matriz de rigidez de la estructura  $K$  para el punto de interés  $D_{ti}, V_i$ , el programa condensa la matriz de rigidez a las coordenadas laterales y con la matriz de masas  $M$  se halla los períodos y modos de vibración; interesa solo el valor de  $\phi_1$ ; los factores  $\alpha_1, FP_i$ ; y los respectivos puntos del espectro de capacidad  $S_{ai} - S_{di}$ .



**Figura 20** Curvas  $V - D_t$ ; espectro de capacidad y formación de rótulas plásticas para criterio de colapso  $\gamma_g = 0.03 H_T$ . Estructura de acero de 6 pisos.

Para encontrar las fuerzas y desplazamientos laterales en cada piso del pórtico, después que se obtiene el punto de desempeño. Se almacena en *Tabla4* el desplazamiento en el tope, el cortante basal, el coeficiente de masa modal y el factor de participación modal, para cada uno de los puntos de los ciclos de carga. En *Tabla5* se almacena el primer modo de vibración normalizado a la unidad en el tope en cada ciclo de carga y en *Tabla6* se guarda la matriz de rigidez lateral en forma vectorial, solo se almacena la matriz triangular superior.

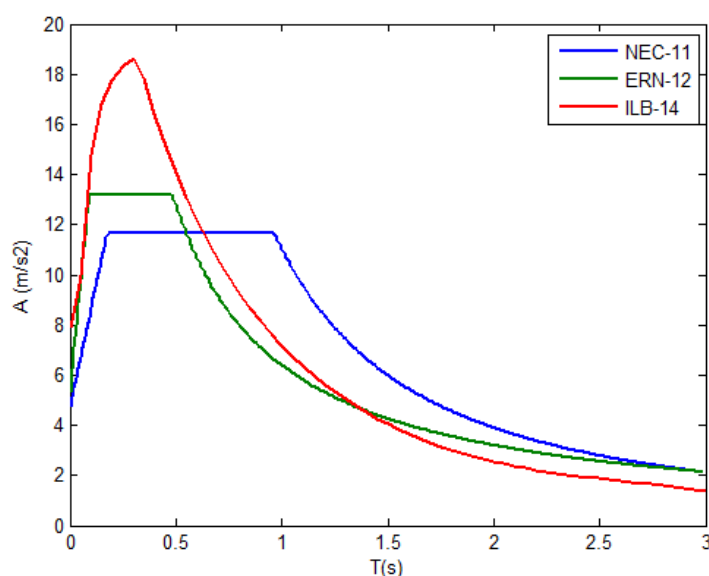
## 7 ESPECTRO DE DEMANDA

En el sistema de computación **CEINCI-LAB** se tienen tres programas para determinar los espectros y se denominan: **espectro\_nec11\_mec**, que determina las aceleraciones espectrales de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011); **espectro\_ern12\_mec** encuentra los espectros con los factores de sitio encontrados en el estudio de microzonificación sísmica de Quito por ERN (2012); **Acel\_ponderadas\_mec** que determina las aceleraciones espectrales para las cuatro micro zonas del Centro Norte de Quito, básicamente este programa contiene la Tabla 2 de este artículo.

En la tabla 9 se presentan los datos con los cuales se hallan los espectros indicados en la figura 21, para un lugar de Quito, ubicado en el Barrio la Floresta en el Centro Norte de Quito.

**Tabla 9** Datos para encontrar espectros en un sitio ubicado en la Floresta.

Lugar	NEC-11	ERN-12			ILB-14
	Suelo	$F_a$	$F_d$	$F_s$	Zona
La Floresta	D	1.355	0.975	1.225	1



**Figura 21** Espectros para un lugar del barrio la Floresta que se halla en suelo tipo D, encontrados con NEC-11; ERN-12; ILB-14.

En el **Método del Espectro de Capacidad MEC**, la demanda sísmica debe ser colocada en el formato  $S_d - S_a$ . Siendo  $S_a$  la aceleración espectral que en la figura 21 se ha denominado  $A$  y  $S_d$  el desplazamiento espectral, el mismo que se halla a partir de la definición del Pseudo Espectro.

$$S_d = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a \quad (13)$$

La variable no definida es  $T$  que es el período de vibración. Lo que se desea encontrar es los desplazamientos y fuerzas laterales en la estructura de 6 pisos de acero ante cada uno de los espectros indicados en la figura 21, aplicando el MEC.

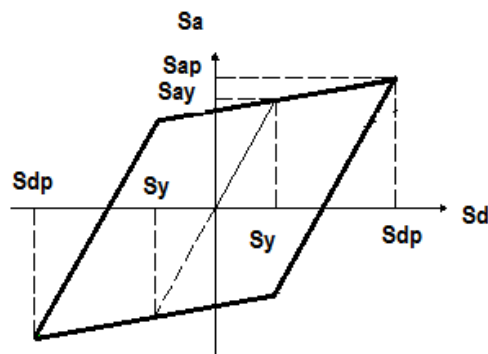
## 8 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

En el MEC se coloca en un gráfico el Espectro de Capacidad de la estructura y el Espectro de Demanda; los dos espectros en el formato  $S_d - S_a$ . El MEC permite visualizar el probable desempeño de una estructura ante un sismo; en efecto, si los dos espectros se hallan bastante distantes la estructura va a tener muy mal comportamiento o va a colapsar.

Se denomina punto de demanda, a la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda y que satisfagan la siguiente condición. Con la demanda de ductilidad de la estructura  $\mu$ , se obtiene el parámetro  $B$  con el cual se halla el espectro para un factor de amortiguamiento diferente al 5%.

$$\mu = \frac{S_{dp}}{S_y} \quad (14)$$

Donde  $S_{dp}$  es el desplazamiento en la intersección de los dos espectros;  $S_y$  es el desplazamiento cuando una sección de la estructura ingreso al rango no lineal. Se considera un diagrama de histéresis bilineal, ver figura 22, para encontrar el factor de amortiguamiento equivalente  $\xi_{eq}$  a partir de una demanda de ductilidad conocida  $\mu$ . En Aguiar (2012) se encuentra muy bien detallado la determinación de  $\xi_{eq}$  la misma que fue propuesta por Jennings (1968).



**Figura 22** Diagrama de histéresis bilineal.

$$\xi_{eq} = \frac{E_D}{4 \pi E_S} = \frac{2 (\mu - 1) (1 - \alpha)}{\pi \mu (1 + \alpha \mu - \alpha)} \quad (15)$$

Donde  $E_D$  es la energía disipada en un ciclo de histéresis;  $E_S$  es la energía almacenada elásticamente;  $\alpha$  es la relación entre la rigidez pos fluencia con respecto a la rigidez elástica.

El ATC-40 al considerar las imperfecciones de las curvas de histéresis, en el sentido de que no son rectas como se ha considerado en el modelo bilineal sino curvas, introduce un factor de corrección  $\kappa$  de acuerdo al nivel de diseño de la estructura. De tal manera que el amortiguamiento viscoso efectivo, es:

$$\xi_{ef} = \xi + k \xi_{eq} \quad (16)$$

Donde  $\xi$  es el factor de amortiguamiento intrínseco de la estructura (normalmente 0.05). En Aguiar (2012) se encuentran los valores de  $k$  propuestos por el ATC-40. Ahora bien, el programa **Metodo\_Espectro\_de\_Capacidad** determina el punto de demanda aplicando el MEC; en ese programa se consideran los valores de  $k$  y  $\alpha$  indicados en la tabla 10.

**Tabla 10** Valores de  $k$  y  $\alpha$ , que considera programa de **CEINCI-LAB** denominado **Metodo\_Espectro\_de\_Capacidad**

Nivel de Diseño	$k$	$\alpha$
1	1	0.2
2	0.8	0.15
3	0.6	0.10
4	0.333	0.05

El Nivel de Diseño 1, corresponde a una estructura muy bien detallada la misma que es capaz de tener demandas de ductilidad altas; por el contrario la que corresponde al Nivel de Diseño 4 tiene muy poca capacidad de disipación de energía; los otros dos niveles de diseño corresponden a valores intermedios de disipación de energía. Los valores de  $k$  son similares a los propuestos por el ATC-40. Se recuerda que  $\alpha$  relaciona la rigidez post fluencia con respecto a la elástica.

El espectro de demanda inicial es para un factor de amortiguamiento del 5%. Ahora bien al tener un factor de amortiguamiento  $\xi_{ef}$  diferente al 5% se debe encontrar el parámetro  $B$  que permite hallar el espectro de demanda para cualquier valor de amortiguamiento  $\xi_{ef}$ .

$$B = \left( \frac{\xi_{ef}}{0.05} \right)^{0.3} \quad (17)$$

El espectro inelástico se halla dividiendo las ordenadas espectrales del espectro elástico para el valor de  $B$ . En el espectro inelástico es que se halla el punto de demanda. El cálculo del punto de demanda se realiza en forma interactiva.



## 9 DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS EN CADA PISO

El punto de demanda  $S_{dp}$  está asociado a un sistema de un grado de libertad. Para hallar el desplazamiento en el tope del edificio se utiliza la ecuación (10). Pero con el factor de participación modal  $FP$  que tiene la estructura para el punto de demanda; por este motivo es que se almacenó en la *Tabla4* los factores de participación modal.

$$D_t = FP * S_{dp}$$

En *Tabla5* se tiene el primer modo de vibración para cada incremento de carga. Ahora que se conoce en que incremento de carga se encontró  $S_{dp}$ , se halla el primer modo de vibración correspondiente que está normalizado a la unidad en el tope,  $\phi_1$  y se multiplica por  $D_t$ , con lo que se halla los desplazamientos laterales  $q$  en cada piso de la estructura.

$$q = D_t \phi_1 \quad (18)$$

Para encontrar las fuerzas laterales en cada piso, primero se encuentra el cortante basal  $V$  asociado con el punto de demanda, utilizando para ello la ecuación (9) y después se encuentran las fuerzas en cada piso de acuerdo al NEC-11.

$$V = S_{ap} \alpha_1 M_T$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (19)$$

$$\begin{aligned} T \leq 0.5 & \quad k = 1 \\ 0.5 < T \leq 2.5 & \quad k = 0.75 + 0.5 T \\ T > 2.5 & \quad k = 2 \end{aligned} \quad (20)$$

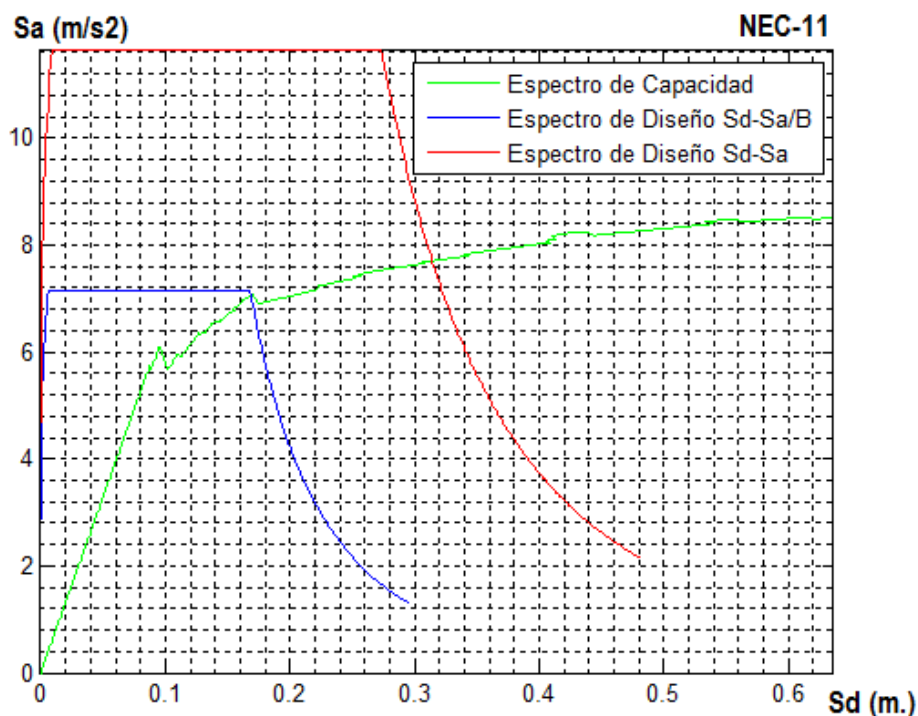
Donde  $F_x$  es la fuerza lateral en el piso  $x$ ;  $w_x$  es el peso del piso  $x$ ;  $h_x$  es la altura desde el nivel del suelo hasta el piso  $x$ ;  $k$  es un coeficiente que depende del período  $T$ .

El cálculo de los desplazamientos y fuerzas en cada piso, lo realiza el programa **despla\_fuerza**

## 10 RESULTADOS

Se realizó el análisis sísmico de la estructura de acero de 6 pisos, indicada en la figura 13, con cada uno de los espectros presentados en la figura 21 y los resultados obtenidos al aplicar el MEC, se indican en las figuras 23 a 24 para los espectros de: NEC-11; ERN-12; ILB-14. En todos estos gráficos se presenta el espectro de diseño para un factor de amortiguamiento del 5% (Espectro de Demanda,  $S_d - S_a$ ) y también se indica el espectro inelástico con el que se obtiene el punto de desempeño ( $(S_d - S_a)/B$ ).

En la Tabla 11 se presentan los resultados, para los tres espectros el período con el que se halla el punto de demanda es igual para los tres espectros y vale 1.3134 seg. Posteriormente se indica el desplazamiento y aceleración del punto de demanda,  $S_{dp}, S_{ap}$ . Luego se indican los desplazamientos laterales en cada piso desde el primero  $q_1$  hasta el último piso  $q_6$ . A continuación se indican las fuerzas laterales en cada piso y en la última fila el cortante basal.



**Figura 23** Punto de desempeño con espectro de NEC-11

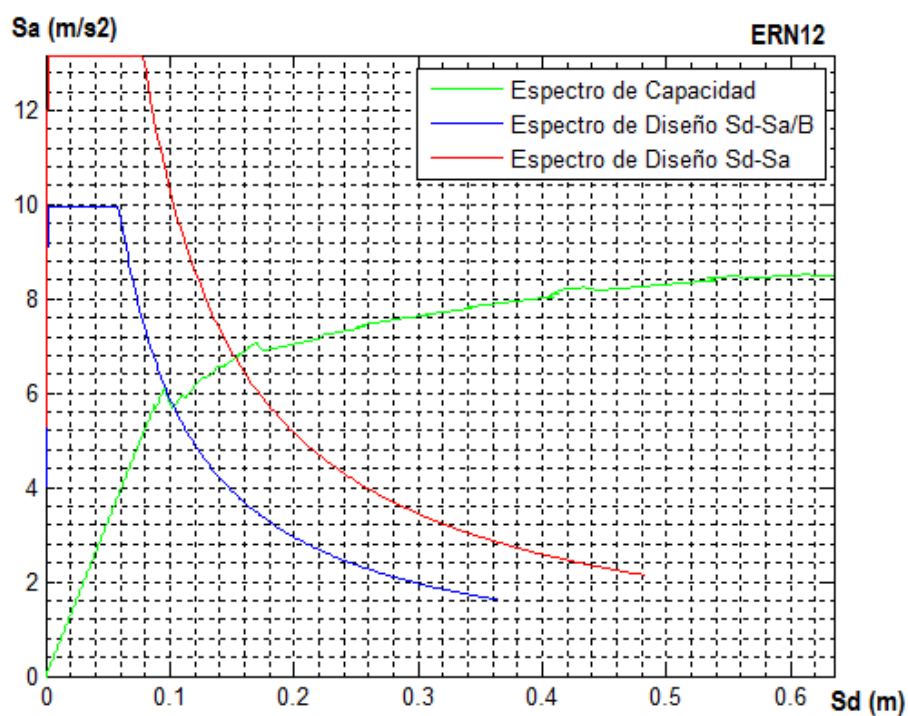


Figura 24 Punto de desempeño con espectro de ERN-12

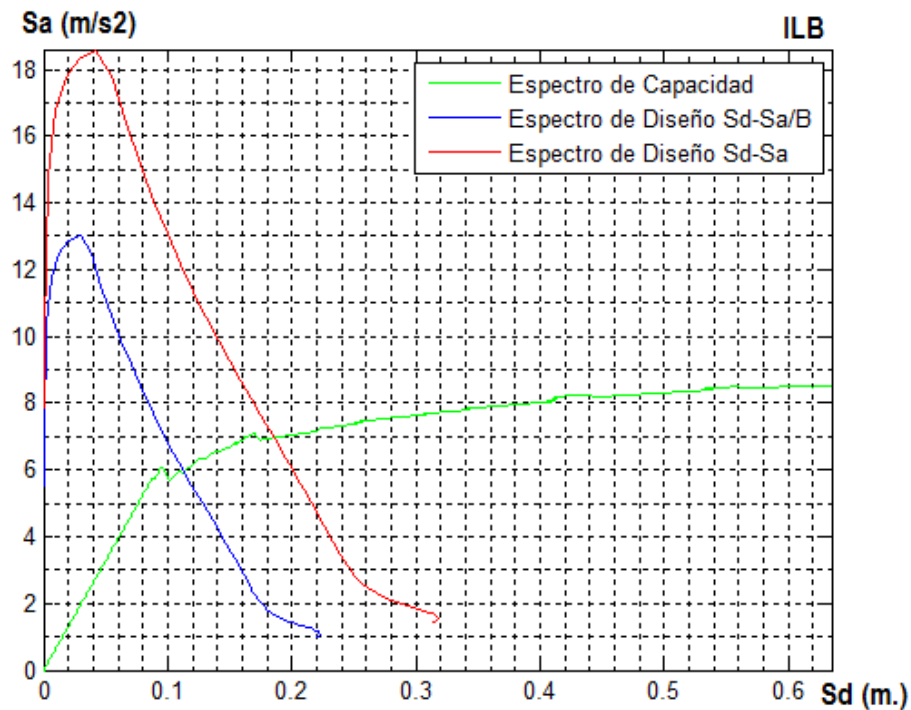


Figura 25 Punto de desempeño con espectro de ILB-14

**Tabla 11** Desplazamientos y fuerzas laterales en cada piso encontradas con cada uno de los tres espectros.

Variable	NEC-11	ERN-12	ILUMBISI-LA BOTA
$T (s.)$	1.3134	1.3134	1.3134
$S_{dp}(m.)$	0.1687	0.1034	0.1142
$S_{ap}(\frac{m}{s^2})$	7.0466	5.7062	5.9511
$q_1 (m.)$	0.0860	0.0337	0.0372
$q_2 (m.)$	0.1396	0.0598	0.0660
$q_3 (m.)$	0.1704	0.0860	0.0949
$q_4 (m.)$	0.1845	0.1084	0.1196
$q_5 (m.)$	0.1931	0.1280	0.1412
$q_6 (m.)$	0.1975	0.1389	0.1533
$F_1 (T.)$	11.2211	7.8516	8.6641
$F_2 (T.)$	23.5626	16.4871	18.1932
$F_3 (T.)$	38.2000	26.7292	29.4951
$F_4 (T.)$	54.6970	38.2724	42.2327
$F_5 (T.)$	72.7877	50.9308	56.2010
$F_6 (T.)$	52.2766	36.5788	40.3639
$V_0(T.)$	252.745	176.850	195.15

En la tabla 11 se observa que los mayores desplazamientos y fuerzas laterales se hallan con el espectro del NEC-11, esto es debido a que en la zona de períodos que están alrededor de 1.3 seg., las mayores ordenadas espectrales se tienen con el espectro del NEC-11, ver figura 21.

## 11 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Varios objetivos se aspira haber cumplido con este artículo y son los siguientes: presentar los resultados de una investigación realizada en la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, para determinar espectros para el Centro Norte de Quito, en caso de generarse un sismo de magnitud 6.2, en el segmento de falla de Ilumbisi-La Bota ILB.

Estos espectros presentan aceleraciones espectrales más altas en la zona de períodos cortos, en un 30% aproximadamente, con relación a los que se obtienen con el espectro del NEC-11 o ERN-12, pero en la zona de períodos intermedios y largos sus ordenadas espectrales son más bajas (Típico de los sismos corticales) en relación a las que se hallan con el NEC-11 o ERN-12, que a más de los sismos corticales consideran la ocurrencia de sismos interface de bajo ángulo de buzamiento que tienen varios picos característicos en la zona descendente del espectro y por ende mayores ordenadas espectrales.

Otro objetivo que se buscó con el desarrollo de éste artículo fue presentar en forma didáctica la obtención de la curva de capacidad sísmica resistente que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo, mediante

análisis estático no lineal; la curvas del espectro de capacidad y de demanda. Finalmente indicar el Método del Espectro de Capacidad y la determinación de los desplazamientos y fuerzas laterales, en cada piso, a partir del punto de demanda. Toda la explicación se complementó con el uso de los diferentes programas del sistema de computación **CEINCI-LAB**, desarrollado en la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.

Finalmente se realizó el análisis sísmico de una estructura de acero de seis pisos con los tres espectros: NEC-11; ERN-12; ILB-14 y se obtuvo que los mayores desplazamientos y fuerzas laterales se hallan con el espectro del NEC-11 debido a que el período del punto de demanda se halla en la zona descendente del espectro donde se tienen mayores ordenadas espectrales en relación a las que se producen con el espectro ILB-14.

## REFERENCIAS

1. Abrahamson N., Silva W., Kamai R. (2013), *Update of the AS08 Ground-Motion Prediction Equations Based on the NGA-West2 Data Set*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER, 143 p.
2. Aguiar R., Rivas A., Trujillo S., Gaspar J., Parra H., (2015), "Movimientos fuertes y espectros para el Centro Norte de Quito asociados a las fallas ciegas inversas", *Artículo del libro: 50 años de creación de la Carrera de Ingeniería Geográfica*, 31 p. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción. Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
3. Aguiar Roberto, (2014), *Análisis Matricial de Estructuras con CEINCI-LAB*, Cuarta Edición. Instituto Panamericano de Geografía e Historia, IPGH, Ecuador, 676 p., Quito.
4. Aguiar Roberto, (2013), *Microzonificación sísmica de Quito*, Primera Edición. Instituto Panamericano de Geografía e Historia, IPGH, Ecuador, 212 p., Quito.
5. Aguiar Roberto, (2012), *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, IPGH. Segunda edición, 416 p., Quito.
6. Aguiar Roberto, (2003), *Análisis sísmico por desempeño*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 342 p., Quito.
7. Aguiar Roberto, (2002), *Sistema de computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, 302 p. Quito.
8. Alvarado A., Audin L., Nocquet M., Lagreulet S., Segovia M., Font Y., Lamarque G., Yepes H., Mothes P., Rolandone F., Jarrín P., and Quidelleur X., (2014), "Active tectonics in Quito, Ecuador, assessed by geomorphological studies, GPS data, and crustal seismicity", *Tectonics, AGUPLICATIONS*, 17 p., Article online.
9. Anderson, J. G. (1979). Estimating the seismicity from geological structure for seismic-risk studies. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 69(1), 135-158.
10. AISC 41 "American Society of Engineers", Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 2006.

11. ATC-40 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", *Applied Technology Council*, Redwood City, California, 1996.
12. Beauval C., Yepes H., Bakun W., Egred J., Alvarado A., and Singaicho C., (2010), "Locations and magnitudes of historical earthquakes in the Sierra of Ecuador (1586-1996)", *Geophys. Journal International*, **181**, 1613-1633.
13. Brune, J. N. (1968). Seismic moment, seismicity, and rate of slip along major fault zones. *Journal of Geophysical Research*, 73(2), 777-784.
14. Campbell K., Bozorgnia Y., (2013), *NGA-West2 Campbell-Bozorgnia ground motion model for the horizontal components of PGA, PGV and 5%-Damped elastic Pseudo-Acceleration response spectra for periods ranging fro 0.01 to 10 sec*, *Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER*, 75 p.
15. Chistopoulous, C. and Filiatraul, A. (2006). Principles of passive Supplemental Damping and Seismic Isolation. IUSS Press, Instituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Pavia, Pavia, IT.
16. Chopra, A. K. y R. K. Goel (2001), "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation", *Reporte No. PEER 2001-03*, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
17. Chopra, A. K. y R. K. Goel (2002), "A modal pushover analysis for estimating seismic demands of buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 561-582.
18. ERN-2012, *Microzonificación sísmica del distrito metropolitano de Quito. Estudio de la amenaza sísmica a nivel local*. Programa de reducción de riesgos urbanos del Distrito Metropolitano de Quito.
19. Filiatraul, A., (2014), "Structural Control", Class Notes Buffalo University.
20. Goel, R. K. y A. K. Chopra (2004), "Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC Buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No. 1, pp. 225-254.
21. Hanks T.C. and Kanamori H. (1979), "A moment magnitude scale". *Journal of Geophysical Research*. 84: 23480-23500.
22. Jennings J., (1968) "Equivalent viscous damping for yielding structures", *Journal Engineering Mech. Div. ASCE*, **94 ( 1 )**, 103-116.
23. Leonard M., (2010), "Earthquake fault scaling: Self consistent relating of rupture length width, average displacement, and moment release", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **100 (SA)**, 1971-1988.
24. Moroni M., editora, (2012), *Mw=8.8 Terremoto en Chile, 27 de febrero de 2010*, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
25. NEC-2011, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Capítulo 2: Peligro Sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, 76 p. Cámara de la Construcción de Quito.
26. Prakash, V., G. H. Powell y Fillipou (1992), "DRAIN-2DX: base program user guide", *Report No. UBC/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
27. Rivas A., Aguiar R., Benito M. B., Gaspar J., Parra H., (2014), "Determinación del período de recurrencia y magnitud máxima para el control de las estructuras en el rango elástico ante un sismo asociado a las fallas inversas de Quito", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **19 (2)**, 201-217.

28. Trujillo S., (2014), *Espectro de Control para el Centro Norte de Quito*, Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
29. Wesnousky S., (1986), *Earthquakes, Quaternary faults, and seismic hazard in California*, J. Geophys. Res., **91 (B12)**, 12587-12631.
30. Zhao J., Zhang J., Asano A., Ohno Y., Oouchi T., Takahashi T., Ogawa H., Irikura K., Thio H., Somerville P., Fukushima Y., and Fukushima Y., (2006), "Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **96 (3)**, 898-913.